

EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METALICAS

R Nonnast

2

PARANINFO SA

EL PROYECTISTA DE ESTRUCTURAS METALICAS

La obra consta de dos volúmenes:

- Vol. 1:** Índice extractado: Bases fundamentales, Vigas, Soportes, Voladizos, Tuberías, Soldadura, Remachado y atornillado, Naves industriales, Edificios, Calderas, Depósitos, Puentes grúa.
- Vol. 2:** Índice extractado: Grúas pórtico, Castilletes del tendido eléctrico, Mástiles de banderas, Vigas continuas Gerber, Vigas caladas, Naves pórtico, Grúas ménsula, Plumas de elevación.

ROBERT NONNAST
Konstrukteur por la escuela
Die Technik de Kassel-Alemania

El Proyectista de Estructuras Metálicas 2



editorial Paraninfo sa

DECIMA EDICION

1994

© ROBERT NONNAST

© EDITORIAL PARANINFO, S.A.
Magallanes, 25 - 28015 Madrid
Teléfono: 4463350 - Fax: 4456218

Reservados los derechos para todos los países. Ninguna parte de esta publicación, incluido el diseño de la cubierta, puede ser reproducida, almacenada o transmitida de ninguna forma, ni por ningún medio, sea éste electrónico, químico, mecánico, electro-óptico, grabación, fotocopia o cualquier otro, sin la previa autorización escrita por parte de la Editorial.

Impreso en España
Printed in Spain

ISBN: 84-283-1536-1 (obra completa)
ISBN: 84-283-1538-8 (Tomo 2)

Depósito Legal: M. 11798.-1994



editorial Paraninfo sa Magallanes, 25 - 28015 MADRID

(033/49/98)

Artes Gráficas BENZAL, S.A., Virtudes, 7 - 28010 MADRID

PROLOGO DEL AUTOR

Debido a la favorable acogida que se está dispensando a mi libro de Estructuras, y a la petición de los que me han animado a continuar mi obra, he creído que sería interesante hacer una ampliación al texto. Por medio de ello pretendo indicar el cálculo de otros tipos de estructuras, que son igualmente utilizadas en gran escala.

Llevar a cabo esta ampliación editando un segundo tomo, y no adicionarlo al primero, se debe en gran parte pensando en favorecer a los que ya tienen el primero y quieren adquirir este segundo.

También advierto, que así como el primer libro o Tomo I tiene vida propia, éste segundo necesita los conocimientos adquiridos en el anterior y sus tablas. Por lo tanto, es imprescindible tener el primero o algún texto con sus tablas y coeficientes.

Mi intención en este segundo tomo es continuar en la misma línea iniciada. Es decir, el texto lo más indispensable para hacerlo más comprensible, capítulos cada uno con estructuras diferentes, y muchos dibujos aclaratorios e informativos.

Desde aquí quiero también agradecer a todos los que depositando su confianza en mí, han adquirido mis libros. Especialmente, a los Señores Catedráticos que lo han aconsejado a sus alumnos, y a todos aquellos que me han escrito con frases amables y de ánimo, para mi pequeña obra.

Como en mi primer tomo, en este segundo también mi deseo es que les pueda servir de ayuda a aquellos Técnicos que se dedican a la noble labor de crear obra útil a la Humanidad.

R. NONNAST

INDICE

11. GRUAS PORTICO

Introducción	269
Carga vertical móvil	269
Cargas móviles iguales (270). Cargas móviles desiguales (271)	
Carga vertical uniformemente repartida	272
Momento producido por el frenado del carro	273
Momento producido por el frenado de la grúa pórtico	274
Seguridad contra el vuelco	275
Cálculo de una grúa pórtico para 5 toneladas	275
Esquema de la grúa con cargas (276).	
Vigas de la grúa pórtico	276
Cargas verticales (276). Cargas horizontales (277). Viga IPN 45 tensión de trabajo teniendo en cuenta las cargas verticales (277). Flecha de la viga teniendo en cuenta las cargas verticales (277). Momento de inercia y resistente, de las pletinas soldadas a ambos lados del ala superior de la viga (277). Tensión de trabajo en las pletinas, teniendo en cuenta los esfuerzos horizontales (278). Flecha horizontal, teniendo en cuenta la carga móvil y el peso propio (278).	
Soportes o patas	278
1º Flexión por carga móvil (279). 2º Flexión por carga uniformemente repartida (279). 3º Frenado en el sentido de las vigas (280). 4º Frenado en el sentido de las vigas (281). Tensión de trabajo en los perfiles de los soportes o patas (281). Tensión de trabajo por compresión (281). Arriostramiento de los soportes o patas a la viga (282).	
Seguridad contra el vuelco	282

12. CASTILLETES DEL TENDIDO ELECTRICO

Tipos de castilletes	285
Separación de los castilletes	285
Forma de los castilletes	285
Esfuerzos a que están sometidos los castilletes	285

Separación de los conductores	285
Longitud de pandeo de las barras	287
Altura de los conductores al suelo	288
Estabilidad del castillete	288
Cálculo de la flecha en los conductores	288
Peso propio de los conductores (288). Viento (288). Aumento del peso de los conductores por el hielo (289). Esfuerzo a que están sometidos los conductores (289). Cálculo de la flecha (289). Tensión de tracción admisible en los conductores (290). Dilatación térmica de los conductores (290).	
Viento sobre los perfiles del castillete	290
Cálculo de un castillete de sustentación	291
Carga de los conductores por metro lineal (291). Flecha que tienen los cables con la mínima temperatura (292). Flecha de montaje haciéndolo a una temperatura de $+20^{\circ}\text{C}$ (292). Esfuerzo a que están sometidos los cables durante el montaje, no habiendo viento y a $+20^{\circ}\text{C}$ (292). Flecha que tienen los cables con la máxima temperatura (293). Altura del castillete (293). Cálculo del brazo superior e inferior (293). Cálculo de las barras del castillete (298). Cálculo de los anclajes (304). Fundamento o base del castillete (306).	

13. MASTILES DE BANDERAS

Introducción	310
Viento sobre el mástil de la bandera	310
Viento sobre el paño de la bandera	310
Primer ejemplo de cálculo de una bandera	310
Cálculo del mástil (311). Cálculo de los anclajes (314). Cálculo de la soldadura en el mástil (314). Cálculo del fundamento (315).	
Segundo ejemplo de cálculo de una bandera	317
Momento flector por el paño de la bandera (318). Cálculo de los anclajes (320). Cálculo de la soldadura en el mástil (321). Cálculo del fundamento (321). Flecha del mástil (323).	

14. VIGAS CONTINUAS GERBER

Introducción	326
Vigas articuladas con vanos iguales	326
Correas de dos vanos (327). Correas de tres vanos, disposición 1ª (328). Correas de tres vanos, disposición 2ª (329). Correas de cuatro vanos, disposición 1ª (331). Correas de cuatro vanos, disposición 2ª (332). Correas de cinco vanos, disposición 1ª (334). Correas de más de cinco vanos impares, disposición 1ª (338). Correas de más de cinco vanos impares, disposición 2ª (340). Correas de más de cinco vanos pares, disposición única (342).	

6º Dilatación térmica (401). Anclajes en caso 1º (402). Anclajes en caso 2º (402). Anclajes en caso 3º (402). Anclajes en caso 4º (403). Anclajes en caso 5º (403). Resumen (404). Cálculo de la sección del Pórtico (406)	
d) Pórtico empotrado de nave con puente grúa	407
Cargas (408). Constantes (408). 1º Carga sobre la cubierta (408). 2º Viento sobre la cubierta (410). 3º Viento sobre el muro vertical (412). 4º Puente grúa carga vertical (414). 5º Frenado del puente grúa (417). 6º Dilatación térmica (419). Anclajes en caso 1º (420). Anclajes en caso 2º (420). Anclajes en caso 3º (421). Anclajes en caso 4º (421). Anclajes en caso 5º (422). Resumen (422). Cálculo de la sección del Pórtico (425)	
e) Pórtico articulado con tirante en nave sin puente grúa	426
Constantes anteriores necesarias (427). Constantes nuevas (427). 1º Carga sobre la cubierta (427). 2º Viento sobre la cubierta (429). 3º Viento sobre el muro vertical (430). 4º Dilatación térmica (430). Anclajes en caso 1º (430). Anclajes en caso 2º (431). Anclajes en caso 3º (431). Resumen (431). Cálculo de la sección del Pórtico (432). Tirante del pórtico (433). Conclusión (434).	
f) Pórtico empotrado con tirante en nave sin puente grúa	435
Constantes anteriores necesarias (436). Constantes nuevas (436). 1º Carga sobre la cubierta (436). 2º Viento sobre la cubierta (438). 3º Viento sobre el muro vertical (440). 4º Dilatación térmica (440). Anclajes en caso 1º (440). Anclajes en caso 2º (440). Anclajes en caso 3º (440). Resumen (441). Cálculo de la sección del Pórtico (442). Tirante del Pórtico (443). Conclusión (443).	
g) Pórtico articulado con tirante en nave con puente grúa	444
Constantes anteriores necesarias (445). Constantes nuevas (445). 1º Carga sobre la cubierta (445). 2º Viento sobre la cubierta (447). 3º Viento sobre el muro vertical (448). 4º Puente de grúa carga vertical (449). 5º Frenado del puente grúa (449). Dilatación térmica (449). Anclajes en caso 1º (450). Anclajes en caso 2º (450). Anclajes en caso 3º (450). Anclajes en caso 4º (451). Anclajes en caso 5º (451). Resumen (452). Cálculo de la sección del Pórtico (453). Tirante del pórtico (454).	
h) Pórtico empotrado con tirante en nave con puente grúa	455
Constantes anteriores (456). Constantes nuevas (456). 1º Carga sobre la cubierta (456). 2º Viento sobre la cubierta (458). 3º Viento sobre el muro vertical (460). 4º Puente grúa carga vertical (460). 5º Frenado del puente grúa (460). Dilatación térmica (461). Anclajes en caso 1º (461). Anclajes en caso 2º (462). Anclajes en caso 3º (462). Anclajes en caso 4º (462). Anclajes en caso 5º (462). Resumen (463). Cálculo de la sección del Pórtico (465). Tirante del pórtico (465). Conclusión (466).	
i) Pórtico articulado de nave sin puente grúa	467
Cargas (468). Constantes (468). 1º Carga sobre la cubierta (468). 2º Viento sobre la cubierta (469). 3º Viento sobre el muro vertical (469). Anclajes en caso 1º (469). Anclajes en caso 2º (470). Anclajes en caso 3º (470). Resumen (471). Cálculo de la sección máxima del pórtico (472). Cálculo de la sección de la cubierta del pórtico (473). 1º Carga sobre la cubierta (473). 2º Viento sobre la cubierta (474). 3º Viento sobre el	

Vigas articuladas con los vanos extremos menores	345
Correas de vanos impares (345)	
Refuerzos de los tramos extremos	346
Articulaciones	347
Ejemplo de cálculo de una viga articulada gerber	348
Momentos flectores (349). Cálculo del perfil (349). Flecha de los tramos (351).	

15. VIGAS CALADAS

Introducción	355
Dimensiones de calado	356
Cálculo de las vigas	356
Tabla 43	357
Primer ejemplo de cálculo de una viga calada	357
Tensión cortante (359). Pandeo del cordón superior de la viga (359). Flecha (361). Soldadura (361). Cálculo del rigidizador (362). Tensión de trabajo (363).	
Segundo ejemplo de cálculo de una viga calada	363
Tipo de carga (363). Tensión de trabajo (364). Tensión cortante (364). Pandeo del cordón superior (365). Flecha (366). Soldadura (366). Cálculo de rigidizadores (366).	

16. NAVES PORTICO

Introducción	370
a) Pórtico articulado de nave sin puente grúa	374
Cargas (375). Constantes (375). 1º Carga sobre la cubierta (375). 2º Viento sobre la cubierta (376). 3º Viento sobre el muro vertical (378). 4º Dilatación térmica (379). Anclajes en caso 1º (379). Anclajes en caso 2º (380). Anclajes en caso 3º (380). Resumen (380). Cálculo de la sección del Pórtico (382).	
b) Pórtico empotrado de nave sin puente grúa	383
Cargas (384). Constantes (384). 1º Carga sobre la cubierta (384). 2º Viento sobre la cubierta (386). 3º Viento sobre el muro vertical (387). 4º Dilatación térmica (389). Anclajes en el caso 1º (390). Anclajes en el caso 2º (390). Anclajes en el caso 3º (390). Resumen (391). Cálculo de la sección del Pórtico (392).	
c) Pórtico articulado de nave con puente grúa	393
Cargas (394). Constantes (394). 1º Carga sobre la cubierta (394). 2º Viento sobre la cubierta (395). 3º Viento sobre el muro vertical (397). 4º Puente grúa carga vertical (398). 5º Frenado del puente grúa (399).	

muro (475). 4º Viento sobre el muro (476). Suma de momentos (477). Conclusión (477).	
j) Naves sin puente grúa formadas por 2 pórticos unidos	478
1º Carga sobre la cubierta (479). 2º Viento sobre la cubierta (479). 3º Viento sobre el muro vertical (479). Anclajes en caso 1º (479). Anclajes en caso 2º (479). Anclajes en caso 3º (479). Resumen (480). Cálculo de la sección máxima del pórtico (481). Cálculo del perfil de la cubierta (482).	
Unión de los perfiles de la cubierta y el soporte	483
Bases de los pórticos	483
Ejemplo de cálculo de la base del pórtico "b" (485).	
Anclajes	486
Ejemplo de cálculo de los anclajes del pórtico "b" (486).	
Fundamentos	487
Ejemplo de cálculo del fundamento del pórtico "b" (487).	
Flecha	488

17. GRUAS MENSULA

Introducción	491
Ejemplo de una grúa ménsula (492).	
Cálculo de la grúa ménsula	492
Coeficientes de compensación y de choque (492). Carga vertical (492). Cálculo de las barras (493). Cálculo de las barras 17 y 18 (495). Cálculo de las barras 20 y 21 (495). Esfuerzo de frenado (498). Cálculo de las barras (499).	
Ejemplo de cálculo de una grúa ménsula	499
Carga vertical (499). Cálculo de las barras (500). Cálculo de las barras 17 y 18 (505). Cálculo de las barras 20 y 21 (505). Frenado de la grúa (506). Cálculo de las barras (512). Cuadro 8 (513). Disposición de los perfiles (514).	

18. PLUMAS DE ELEVACION

Introducción	517
Cables de elevación	517
Tabla 44 (518). Tabla 45 (519). Tabla 46 (520).	
Trocolas	520
Cálculo del diámetro de la roldana (522).	
Cabrestantes	522
Vientos	523
Coeficientes de seguridad (523). Tabla 47 (524).	
Plumas de elevación	525
Plumas inclinadas (526). Primer cálculo de una pluma de elevación (526). Cálculo del momento flector de la cabeza (526). Tensión de compresión	

(527). Separación de los perfiles (528). Presillas (529). Proyecto de la cabeza y base de la pluma (530). Segundo cálculo de una pluma de elevación (531). Tipo de la pluma (532). Diagrama del empuje perpendicular de la pluma (533). Cálculo de las barras horizontales (534). Cálculo de las diagonales (535). Perfiles de las esquinas de la pluma (535). Barras del pico de pato (535). Refuerzo (536). Cálculo de las barras que no salen en las tablas (536). Disposición y cálculo de las uniones de los perfiles (536). Celosías laterales (536).

TABLA DE SIMBOLOS

T_{adm}	= Tensión de trabajo admisible en Kg/cm ² .
$T_{adm.sold}$	= Tensión de trabajo admisible en uniones soldadas en Kg/cm ² .
T	= Tensión en Kg/cm ² .
$T_{sold.}$	= Tensión en uniones soldadas en Kg/cm ² .
P	= Carga o fuerza en Kg.

Todos estos símbolos pueden ir con cualquiera de los símbolos siguientes para especificar su condición: to = total; cor = cortante; c = compresión; t = tracción; trab = trabajo; f = flexión; tran = transversal; Ejemplo: T_t = tensión de tracción.

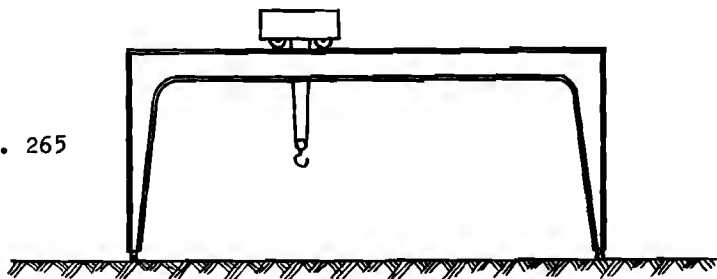
M_f	= Momento flector en Kg. cm.
M_e	= Momento estático en cm ³ .
Q	= Esfuerzo cortante en Kg.
E	= Módulo de elasticidad en Kg/cm ² .
I_x	= Momento de inercia referido al eje x-x en cm ⁴ .
I_y	= Momento de inercia referido al eje y-y en cm ⁴ .
I_t	= Momento de inercia total en cm ⁴ .
I_{sold}	= Momento de inercia de la soldadura en cm ⁴ .
R_x	= Momento resistente referido al eje x-x en cm ³ .
R_y	= Momento resistente referido al eje y-y en cm ³ .
R_t	= Momento resistente total en cm ³ .
$R_{sold.}$	= Momento resistente de la soldadura en cm ³ .
i_x	= Radio de giro referido al eje x-x en cm.
S	= Sección en cm ² .
$S_{sold.}$	= Sección de la soldadura en cm ² .
C	= Carga uniformemente repartida que obra sobre toda la viga en Kg.
R_A	= Reacción en A en Kg.

11 GRUAS PORTICO

INTRODUCCION

Este tipo de grúas se diferencia de los puentes grúa, en que tienen forma de pórtico, y se desplazan sobre dos carriles que están a la altura del suelo (fig. 265).

Fig. 265



Para los coeficientes de compensación (ψ) y de choque (φ), se pondrán utilizar los mismos que en los puentes grúa (ver pagina 250).

También para el viento se podrán tomar los mismos valores que se indican en los puentes grúa (ver pagina 251).

CARGA VERTICAL MOVIL

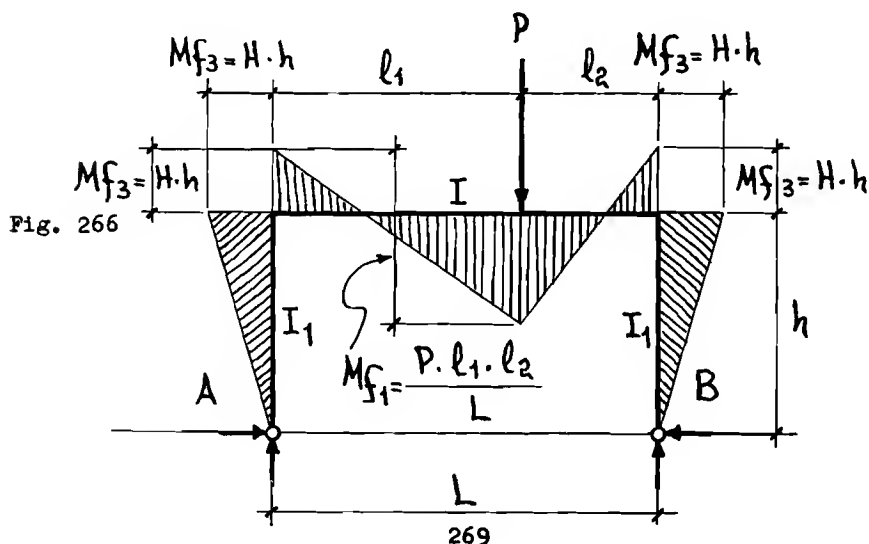
La carga vertical móvil produce, en una grúa pórtico, además de un momento flector en la viga, un momento de flexión y de compresión en los soportes o patas.

Los momentos que se originan en un pórtico articulado con una carga concentrada, son los siguientes (fig. 266):

I_1 = Momento de inercia de las patas o soportes

I = Momento de inercia de la viga

Pórtico articulado



$$\text{Si } I_1 = I \text{ tendremos } H = \frac{3 \cdot P \cdot l_1 \cdot l_2}{2 \cdot h \cdot (2 \cdot h + 3 \cdot L)}$$

$$\text{Si } I_1 \neq I \text{ tendremos } H = \frac{3 \cdot P \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot I_1}{2 \cdot h \cdot (2 \cdot h \cdot I + 3 \cdot L \cdot I_1)}$$

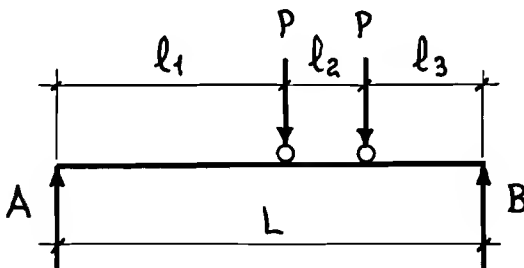
Al entrar en carga estos pórticos articulados, se producen en la unión articulada del euelo, una fuerza que tiende a abrirlo. En las grúas pórtico, que en su parte inferior llevan ruedas, habrá que disminuir estas fuerzas adecuadamente, para evitar que las ruedas se aprisio nen contra la vía y no rueden bien. Para ello calcularemos la viga como simplemente apoyada, y los soportes o patas, como si fuera un pórtico articulado, reforzando también convenientemente la unión de los soportes a la viga.

En las grúas pórtico, normalmente son dos cargas móviles iguales o no, y por lo tanto se hallará el momento flector máximo situando las cargas móviles en los sitios más desfavorables para la viga (la distancia l_1 que se indica a continuación).

Cargas móviles iguales

En este caso el sitio más desfavorable para la viga, es cuando l_1 tiene la medida siguiente siendo $l_2 < 0,586 \cdot l$ (fig. 267).

Fig. 267



$$l_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(L - \frac{l_2}{2} \right)$$

El momento flector máximo en la viga, será entonces con estas cargas iguales :

$$M_{f_{1\max}} = \frac{P}{2 \cdot L} \cdot \left(L - \frac{l_2}{2} \right)^2$$

La flecha máxima aproximada en la viga, será con las dos cargas iguales la siguiente :

$$f = \frac{P \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot L} + \frac{P \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot L} \leq \frac{L}{1000}$$

Esta flecha admisible se refiere a grúas p^órtico movidas electri-
camente. Para las movidas a mano será admisible $L/500$ (se le tendrá que
sumar a esta flecha la producida por la carga uniformemente repartida).

La reaccion máxima para calcular los soportes o patas, a compre-
sión será cuando la carga P esté sobre el apoyo.

$$R_A = \frac{2 \cdot P}{L} \cdot \left(L - \frac{l_2}{2} \right)$$

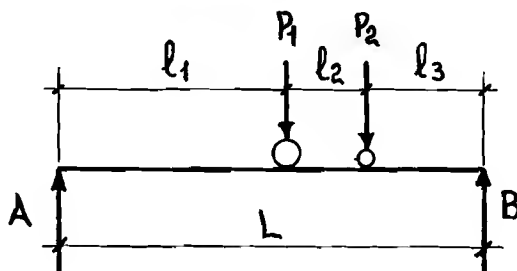
El momento flector a que están sometidos los soportes o patas, -
por las dos cargas móviles iguales, será (h = altura ; H ver lo ante-
riormente expuesto):

$$Mf_3 = H \cdot h$$

Cargas móviles desiguales

El sitio más desfavorable en la viga, para el momento flector, es
cuando l_1 tiene la siguiente medida (fig. 268):

Fig. 268



$$l_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(L - \frac{P_2 \cdot l_2}{P_1 + P_2} \right)$$

El momento flector máximo en la viga, será entonces con estas -
dos cargas desiguales :

$$Mf_{1max} = (P_1 + P_2) \cdot \frac{l_1^2}{L}$$

La flecha máxima aproximada en la viga, será con las dos cargas-
desiguales la siguiente:

$$f = \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot (l_2 + l_3)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot L} + \frac{P_2 \cdot (l_1 + l_2)^2 \cdot l_3^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot L} \leq \frac{L}{1000}$$

También esta flecha está referida a grúas pórtico movidas eléctricamente. Para las movidas a mano será admisible $L/500$ (se le tendrá que sumar a esta flecha la produida por la carga uniformemente repartida).

La reacción máxima para calcular los soportes o patas, a compresión, es cuando P_1 está sobre A, y será la siguiente:

$$R_A = P_1 + P_2 \cdot \left(\frac{l_1 - l_2}{L} \right)$$

El momento flector a que están sometidos los soportes o patas, - por las dos cargas móviles desiguales, será (h = altura ; H ver lo anteriormente expuesto):

$$M_{f3} = H \cdot h$$

CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA

El peso propio de la viga, produce en una grúa pórtico un momento flector en la misma viga, y un momento de flexión y de compresión en los soportes o patas.

Los momentos que se originan en un pórtico articulado, por la carga uniformemente repartida de la viga, son los siguientes (fig.269):

Pórtico articulado

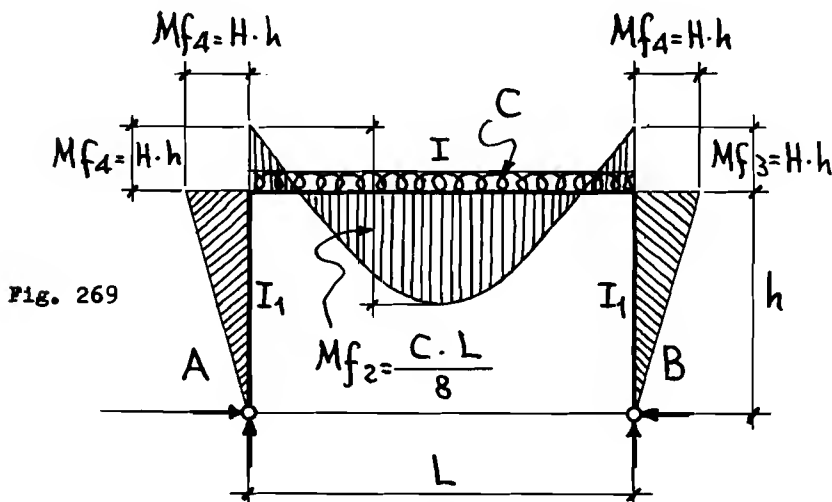


Fig. 269

I_1 = Momento de inercia de las patas o soportes

I = Momento de inercia de la viga

C = Carga uniformemente repartida sobre toda la viga

$$\text{Si } I_1 = I \text{ tendremos } H = \frac{C \cdot L^2}{4 \cdot h \cdot (2 \cdot h + 3 \cdot L)}$$

$$\text{Si } I_1 \text{ no} = \text{tendremos } H = \frac{C \cdot L^2 \cdot I_1}{4 \cdot h \cdot (2 \cdot h \cdot I + 3 \cdot L \cdot I_1)}$$

Para este caso de carga uniformemente repartida, en las grúas - pórtico haremos lo mismo que se ha explicado para las cargas concentradas. Por lo tanto, la viga se calculará como simplemente apoyada, y los soportes o patas, como si fuera un pórtico articulado.

Por lo anteriormente expuesto el momento flector máximo en la viga debido al peso propio será:

$$Mf_2 = \frac{C \cdot L}{8}$$

La flecha que se produce con este tipo de carga, en una viga simplemente apoyada, será la siguiente:

$$f = \frac{5 \cdot C \cdot L^3}{384 \cdot E \cdot I}$$

A esta flecha se le sumará la de la carga concentrada, y las dos no deberán ser superiores a la admisible.

La reacción máxima por el peso propio de la viga, para calcular los soportes o patas, a compresión, será:

$$R'_A = R'_B = \frac{C}{2}$$

El momento flector a que están sometidos los soportes o patas, - por el peso propio de la viga será (h = altura ; H ver lo anteriormente expuesto):

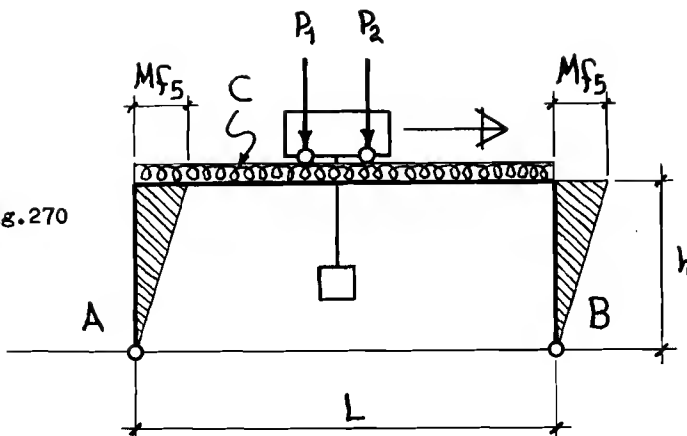
$$Mf_4 = H \cdot h$$

MOMENTO PRODUCIDO POR EL FRENADO DEL CARRO

Al frenar el carro de la grúa pórtico, se producen en las patas o soportes el momento siguiente (fig. 270):

$$P_1 \text{ y } P_2 = \text{Carga móvil del carro}$$

Fig.270



R = Reacción máxima por carga móvil (ver indicaciones anteriores).

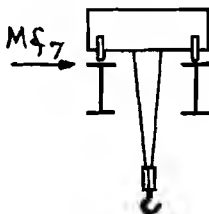
R' = Reacción máxima por carga uniformemente repartida (ver indicaciones anteriores).

$$M_{f5} = \frac{R + R'}{10 \cdot 2} \cdot h$$

Se deberá poner finales de carrera mecánicos y eléctricos, que accionen el freno del carro, para evitar que en un descuido, el carro pueda dar contra el final de la vía, y se produzcan golpes fuertes bruscos.

MOMENTO PRODUCIDO POR EL FRENADO DE LA GRUA PORTICO

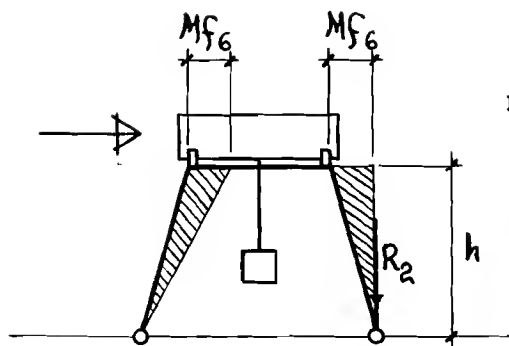
Al frenar la grúa sobre los carriles del suelo, también se produce un momento de flexión en las vigas, el cual será el siguiente (figura 271):



$$M_{f7} = \frac{M_{f1}}{14} + \frac{M_{f2}}{7} = \text{para cada viga}$$

Fig.271

También los soportes o patas, reciben al frenar la grúa pórtico, un empuje que produce el momento siguiente (fig. 272):



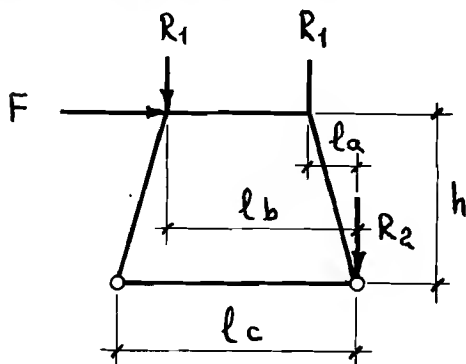
R_2 = Presión de la rueda más cargada

Fig. 272

$$Mf_6 = \frac{R_2}{7 \cdot 2} \cdot h$$

SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO

Se deberá calcular la seguridad, contra el vuelco, de la grúa pórtico. Teniendo en cuenta el movimiento de la grúa, la seguridad contra el vuelco no deberá ser inferior a 3. Su cálculo se efectuará de la forma siguiente (fig. 273):



$$R_1 = R + R' ; \quad F = \frac{R_2}{7}$$

Fig. 273

$$\text{Seg.} = \frac{R_1 \cdot l_b + R_1 \cdot l_a}{F \cdot h} \geq 3$$

R_2 = Reacción mayor

La seguridad contra el vuelco deberá ser en el sentido de las vías, y en el de las vigas (aunque en esto último solo en casos anormales hay un vuelco no admisible).

Viento

Para el esfuerzo del viento sobre las grúas pórtico, se tomarán los datos que se indican en la página 73.

CALCULO DE UNA GRUA PORTICO PARA 5 TONELADAS

Grúa del tipo II por lo tanto coeficiente de compensación $\psi = 1,4$ Coeficiente de oboque $\varphi = 1,2$. Luz 10 metros. Altura 4 metros. Cargas del carro, 2 iguales de ≈ 2200 Kg (ver página 253). Separación de las

ruedas del carro en los dos sentidos 1600 mm. Tensión de trabajo admisible 1200 Kg/cm², por lo tanto no se tiene en cuenta el viento. Las cargas del carro que se han dado, son para cada viga, normalmente se tomarán estos datos de los catálogos de las casas fabricantes de carros, o del carro que se proyecte.

Esquema de la grúa con cargas

(Figuras 274 y 275)

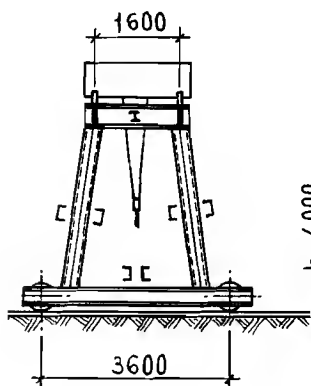


Fig. 274

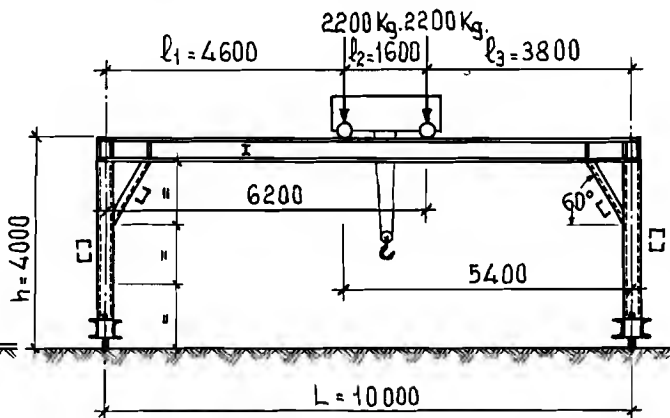


Fig. 275

La distancia l_1 más desfavorable para el momento flector, es la siguiente:

$$l_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(1000 - \frac{160}{2} \right) = 460 \text{ cm}$$

VIGAS DE LA GRUA PORTICO

Cargas verticales

El momento flector máximo de la viga, debido a las dos cargas móviles del carro será:

$$Mf_1 = \frac{2200}{2 \cdot 1000} \cdot \left(1000 - \frac{160}{2} \right)^2 = 931040 \text{ Kg cm}$$

A las vigas se le soldarán al ala superior unas pletinas de 16 · 80 mm a cada lado, las cuales absorberán los esfuerzos horizontales -- (fig. 276). El momento flector máximo de la viga debido a su peso propio, con viga de IPN 45, más el del carril de 45 · 45 mm, más el de las pletinas, será el siguiente:

$$Mf_2 = \frac{10 \cdot 151 \cdot 1000}{8} = 188750 \text{ Kg cm}$$

Cargas horizontales

El momento flector máximo de la viga debido a la carga móvil y al peso propio de la viga será el siguiente :

$$Mf_7 = \frac{931040}{14} + \frac{188750}{7} = 93467 \text{ Kg cm}$$

Viga IPN 45 tensión de trabajo teniendo en cuenta las cargas verticales

$$T_{\text{trab}} = \frac{1,4 \cdot 931040 + 1,2 \cdot 188750}{2040} = 759 \text{ Kg/cm}^2$$

Flecha de la viga teniendo en cuenta las cargas verticales

La flecha admisible para este tipo de grúas es igual a la luz dividida por 1000, que en éste caso nos da 1cm.

Carga móvil

$$f_1 = \frac{2200 \cdot 460^2 \cdot 540^2}{3 \cdot 2100000 \cdot 45850 \cdot 1000} = 0,47 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{2200 \cdot 620^2 \cdot 380^2}{3 \cdot 2100000 \cdot 45850 \cdot 1000} = 0,42 \text{ cm}$$

Peso propio

$$f_3 = \frac{5 \cdot 151 \cdot 10 \cdot 1000^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 45850} = 0,20 \text{ cm}$$

$$\text{Total} = 0,47 + 0,42 + 0,20 = 1,09 \text{ cm}$$

Como la flecha admisible es 1 cm, se puede dar por bueno.

Momento de inercia y resistente, de las pletinas soldadas a ambos lados del ala superior de la viga.

(Fig. 276)

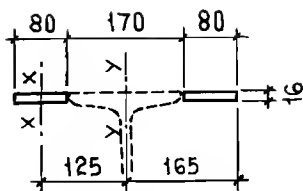


Fig.276

$$I_y = 2 \cdot \left(\frac{1,6 \cdot 8^3}{12} + 1,6 \cdot 8 \cdot 12,5^2 \right) = 4136 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{4136}{16,5} = 250 \text{ cm}^3$$

Tensión de trabajo en las pletinas, teniendo en cuenta los esfuerzos horizontales.

$$T_{\text{trab}} = \frac{93467}{250} = 373 \text{ Kg/cm}^2$$

Flecha horizontal, teniendo en cuenta la carga móvil y el peso propio.

Carga móvil

$$f_4 = \frac{(2200/14) \cdot 460^2 \cdot 540^2}{3 \cdot 2100000 \cdot 4136 \cdot 1000} = 0,37 \text{ cm}$$

$$f_5 = \frac{(2200/14) \cdot 620^2 \cdot 380^2}{3 \cdot 2100000 \cdot 4136 \cdot 1000} = 0,33 \text{ cm}$$

Peso propio

$$f_6 = \frac{(151 \cdot 10/7) \cdot 5 \cdot 1000^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 4136} = 0,32 \text{ cm}$$

$$\text{Total} = 0,37 + 0,33 + 0,32 = 1,02 \text{ cm}$$

Luego se puede dar también por bueno.

En las vigas de I PN 45 se tendrá que mirar si el alma necesita enderezadores, o si hay que ponérselos para trasladar la carga móvil - al ala inferior (ver página 49).

SOPORTES O PATAS

Los soportes están sometidos a flexión; 1ª por la carga móvil, -
2ª por el peso propio de la viga, 3ª por el frenado en el sentido de -

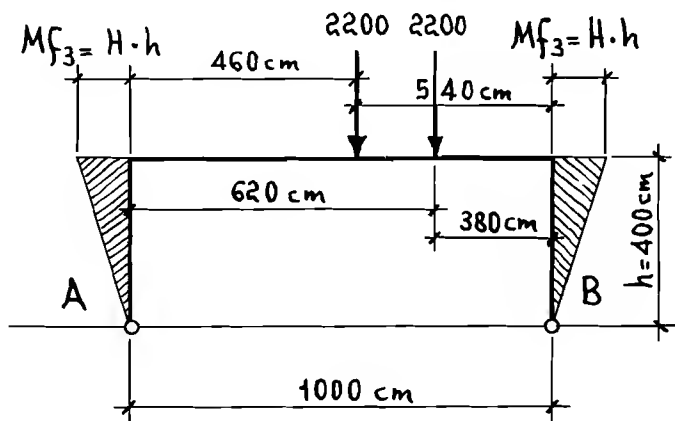
las vigas, 4º por el frenado de la grúa en el sentido de las vías.

A cotinuación se irán exponiendo todos estos esfuerzos y momentos flectores, con los cuales se hallará el perfil adecuado. Se probará con dos U PN 22 unidaes, cuyas alas estarán puestas en el sentido de las vías de la grúa pórtico.

1º Flexión por carga móvil

Esta carga se supondrá en el sitio más desfavorable que es siendo $l_1 = 460$ cm. $H = H_1 + H_2$ (fig. 277).

Fig. 277



$$H_1 = \frac{3 \cdot 2200 \cdot 460 \cdot 540 \cdot 5380}{2 \cdot 400 \cdot (2 \cdot 400 \cdot 45850 + 3 \cdot 1000 \cdot 5380)} = 210 \text{ Kg}$$

$$H_2 = \frac{3 \cdot 2200 \cdot 620 \cdot 380 \cdot 5380}{2 \cdot 400 \cdot (2 \cdot 400 \cdot 45850 + 3 \cdot 1000 \cdot 5380)} = 199 \text{ Kg}$$

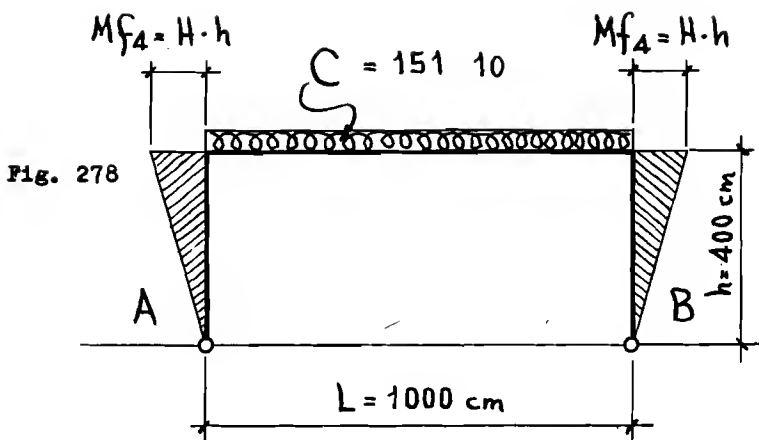
$$Mf_3 = (210 + 199) \cdot 400 = 163600 \text{ Kg cm}$$

2º Flexión por carga uniformemente repartida

(Fig. 278)

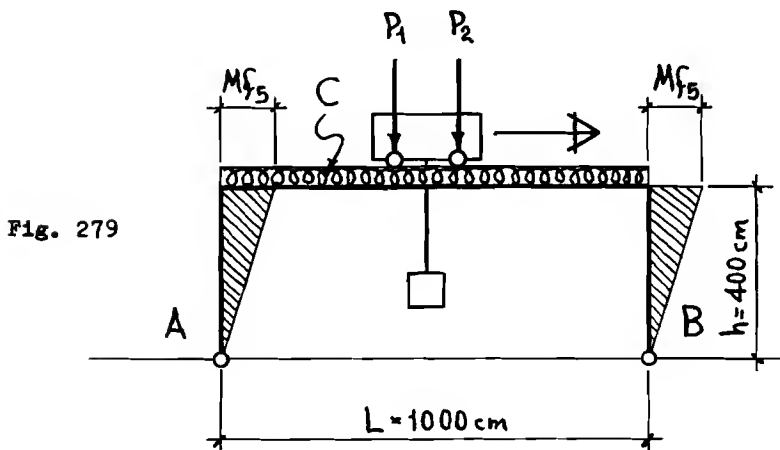
$$H_3 = \frac{1510 \cdot 1000^2 \cdot 5380}{4 \cdot 400 \cdot (2 \cdot 400 \cdot 45850 + 3 \cdot 1000 \cdot 5380)} = 97 \text{ Kg}$$

$$Mf_4 = 97 \cdot 400 = 38800 \text{ Kg cm}$$



3º Frenado en el sentido de las vigas

(Fig. 279)



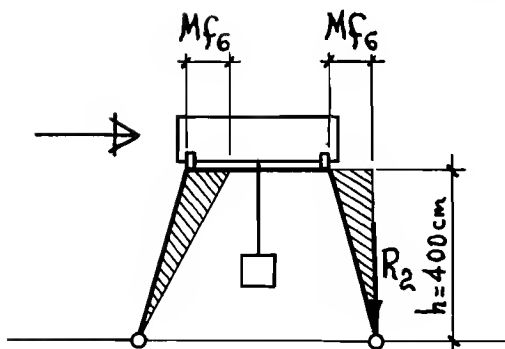
$$R = \frac{2 \cdot 2200}{1000} \cdot \left(1000 - \frac{160}{2}\right) = 4048 \text{ Kg}$$

$$R' = \frac{151 \cdot 10}{2} = 755 \text{ Kg}$$

$$Mf_5 = \frac{4048 + 755}{10 \cdot 2} \cdot 400 = 96060 \text{ Kg cm}$$

4º Frenado en el sentido de las vías

(Fig. 280)



$$R_2 = 5600 \text{ Kg aprox.}$$

Fig. 280

$$Mf_6 = \frac{5600}{7 \cdot 2} \cdot 400 = 160000 \text{ Kg cm}$$

Tensión de trabajo en los perfiles de los soportes o patas

El momento resistente en el sentido de las alas, teniendo en cuenta que son dos U PN 22 unidades, será el siguiente:

$$I_y' = (197 + 37,4 \cdot 5,86^2) \cdot 2 = 2962 \text{ cm}^4$$

$$R_y' = \frac{2962}{8} = 370 \text{ cm}^3$$

En el otro sentido el momento resistente es igual a 490 cm^3

Tensión de trabajo por el momento flector

$$T_{\text{trab}} = \frac{163600 + 38800 + 96060}{490} + \frac{160000}{370} = 1040 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión de trabajo por compresión

$$i = \sqrt{\frac{2 \cdot 2962}{74,8}} = 6,29 \text{ cm} ; \lambda = \frac{400}{6,29} = 64 ; \omega = 1,34$$

$$T_{\text{trab}} = \frac{(4048 + 755) \cdot 1,34}{74,8} = 87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión de trabajo total} = 1040 + 87 = 1127 \text{ Kg/cm}^2$$

luego son admisibles las 2 U PN 22

Arriostramiento de los soportes o patas a la viga

Para aminorar lo más posible el rozamiento lateral de las ruedas sobre la vía (las ruedas llevarán doble pestaña), se pondrá un arriostramiento entre los soportes o patas y la viga. En este caso, ateniéndose a los perfiles que han salido, se pondrá una U PN 16 como se indica en la figura 275.

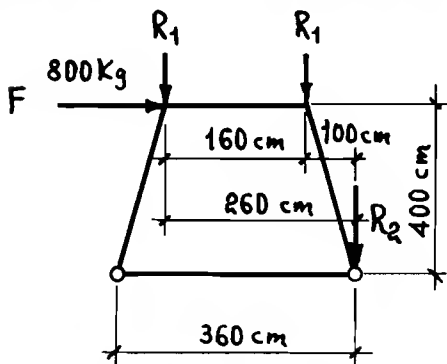
El "perfil" de la viga que soportará al mecanismo de traslación y que alojara a las ruedas, se calculará teniendo en cuenta las normas generales de las vigas. Su sección irá también determinada por la unión de las patas con esta viga.

SEGURIDAD COTRA EL VUELCO

La fuerza máxima que origina el vuelco en el sentido de las vías será la siguiente:

$$F = \frac{R_2}{7} = \text{fuerza de frenado}$$

Teniendo en cuenta las distancias que se indican al principio, tendremos el siguiente esquema de fuerzas (fig. 281):



$$R_1 = 4803 \text{ Kg}$$

$$R_{2\text{max.}} = 5600 \text{ Kg (aprox.)}$$

Fig. 281

$$F = \frac{5600}{7} = 800 \text{ Kg}$$

(Para dar más sencillez al ejemplo, despreciaremos el peso propio del resto de la grúa portátil, dándole de este modo mayor seguridad).

Seguridad contra el vuelco

$$\text{Seg.} = \frac{4803 \cdot 260 + 4803 \cdot 100}{800 \cdot 400} = 3,9 \text{ luego es admisible}$$

12 **CASTILLETES DEL TENDIDO ELECTRICO**

TIPOS DE CASTILLETES

- a) Castilletes de sustentación.— Estos castilletes solo sirven para sos tener los conductores, y su colocación es en línea recta.
- b) Castilletes de anclaje.— Estos castilletes se colocan distanciados - entre sí en las líneas rectas, de 2 a 3 kilómetros, también se adoptarán en ángulos y finales de líneas, siendo su misión el soportar - los esfuerzos unilaterales. Los castilletes de anclaje deberán poder resistir también la rotura de todos los cables.

SEPARACION DE LOS CASTILLETES

La separación variará según la sección de los conductores, y el número de cables. Por la tabla 39 se podrá escoger la separación más - económica.

TABLA 39

Cables	3	6	6	6	6
Conductores	35 mm ²	35 mm ²	50 mm ²	120 mm ²	195 mm ²
Tensión	30 KV	30 KV	50 KV	110 KV	220 KV
Separación	160 m	200 m	240 m	260 m	350 m

FORMA DE LOS CASTILLETES

La forma de los castilletes puede ser muy diversa, dependiendo - principalmente de su altura y de los conductores que tenga que soportar. A continuación se dan tres ejemplos de ellos, figuras 282, 283 y 284. - Para la anchura a nivel del suelo se podrá utilizar la fórmula $a = L/9$, siendo "L" la altura del castillete (desde el suelo). Para la anchura - en la parte superior, se pondrá $a/2,5$ (estas medidas están referidas a la figura 282).

ESFUERZOS A QUE ESTAN SOMETIDOS LOS CASTILLETES

Los castilletes están sometidos a los siguientes esfuerzos:

- a) Peso propio de los conductores, aisladores y del castillete.
- b) Presión del viento en los conductores y en el castillete.
- c) Esfuerzos unilaterales (vanos no iguales, distintas alturas).
- d) Esfuerzos de torsión (número de cables no simétricos, rotura de los - cables).

SEPARACION DE LOS CONDUCTORES

Para darle la separación debida a los conductores en los casti- lletes, se podrán usar las fórmulas siguientes:

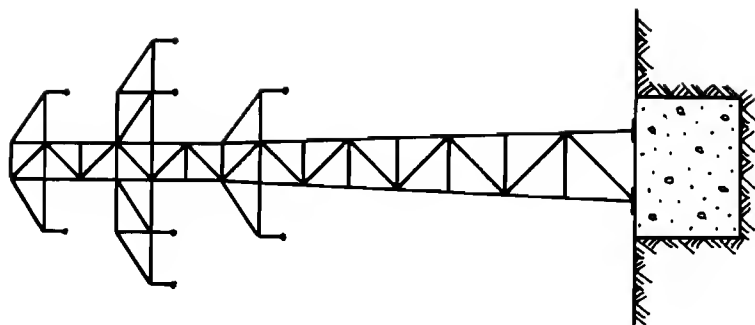


Fig. 282

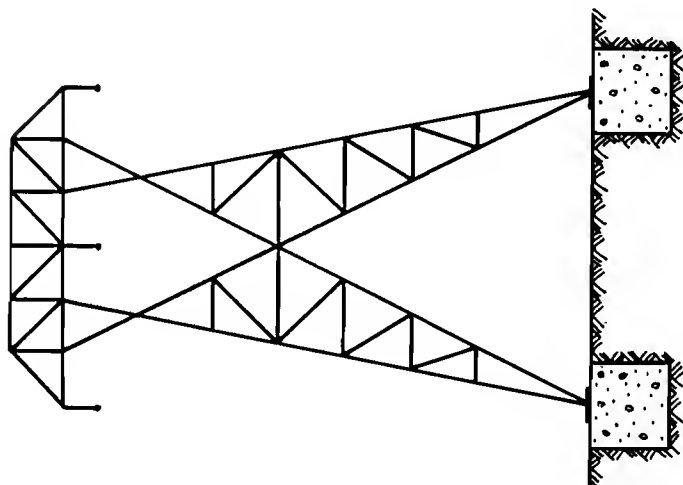


Fig. 283

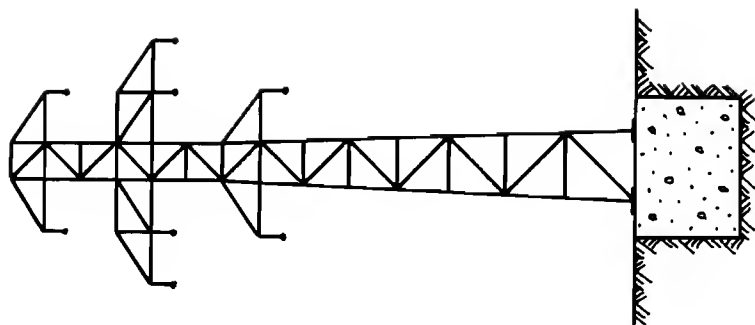


Fig. 284

$$l_1 = K \cdot \sqrt[2]{f_{\max.}} + \frac{V}{150} \text{ en tensiones } < 66 \text{ KV}$$

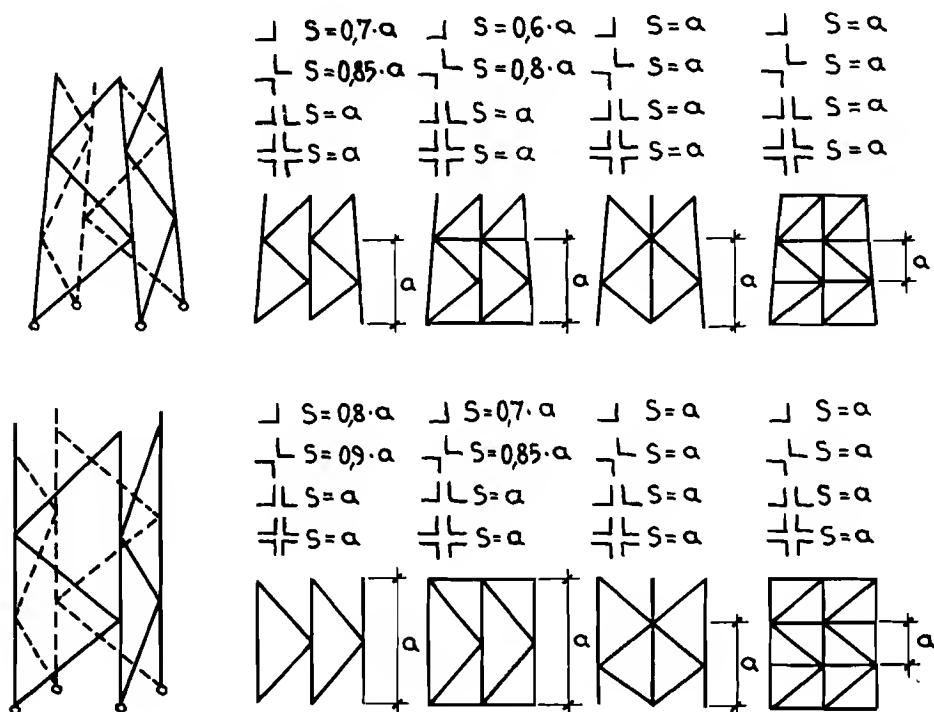
$$l_1 = K \cdot \sqrt[2]{f_{\max.}} + \frac{V^2}{20000} \text{ en tensiones } > 66 \text{ KV}$$

l_1 = distancia minima en metros; f = flecha en metros ; V = tensión en kilovoltios; $K = 0,75$ para conductores de cobre y 1 para los de aluminio.

LONGITUD DE PANDEO DE LAS BARRAS

La longitud de pandeo de los perfiles de los castilletes está determinada por la disposición de las barras y el número de ellas. Por las normas que se dan a continuación (fig. 285), se podrá ver la longitud "S" que hay que tener en cuenta para el cálculo de los castilletes (la inclinación de las diagonales estará comprendida entre los 40 y los 55°).

Fig. 285



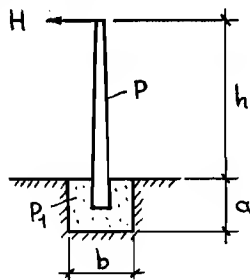
ALTURA DE LOS CONDUCTORES AL SUELO

La altura de los cables al suelo será normalmente de 6 metros, en casos excepcionales de cables inclinados, sitios difíciles, etc., se podrá poner de 4 a 5 metros.

ESTABILIDAD DEL CASTILLETE

La estabilidad del castillete (ver figura 286), deberá ser superior en 1,5 a 2 veces el esfuerzo de vuelco, por lo tanto tendremos:

Fig. 286



$$H \cdot (h+a) \cdot 1,5 = (P+P_1) \cdot \frac{b}{2}$$

$$1,5 = \frac{(P+P_1) \cdot \frac{b}{2}}{H \cdot (h+a)}$$

P = Peso del castillete

P_1 = Peso del fundamento

CALCULO DE LA FLECHA EN LOS CONDUCTORES

Peso propio de los conductores

Para el peso propio de los conductores, se multiplicará su sección por la longitud y por el peso específico siguiente:

Cobre = 8,95

Aluminio = 2,60

Bronce = 8,90

Viento

El esfuerzo del viento a que están sometidos los cables, expresado en Kg por metro, se obtendrá de la fórmula siguiente:

$V = 1,2 \cdot x \cdot D$ cuando el diámetro sea hasta 12,5 mm

$V = 1,1 \cdot x \cdot D$ cuando el diámetro sea de 12,5 a 15,8 mm

$V = 1,0 \cdot x \cdot D$ cuando el diámetro sea mayor de 15,8 mm

D = diámetro del cable en metros (se le aumentará debidamente si se pree hielo).

Por la tabla 40, se podrá sacar el valor de "x". Su valor como se verá por dicha tabla, cambia según la altura a que estén colocados los cables.

TABLA 40

Valor de "x" en cables de castillletes

Altura sobre el piso en metros	valor x
0 a 15	44
15 a 40	53
40 a 100	68
100 a 150	86
150 a 200	95

Aumento del peso de los conductores por el hielo

En las zonas en que se prevean heladas se aumentará al peso de los conductores. El peso por metro de conductor expresado en gramos será el siguiente:

Hasta 1000 metros de altura sobre el nivel del mar

$$P = 180 \cdot \sqrt{D} ; D = \text{Diámetro en mm}$$

En zonas situadas a más de 1000 metros de altura sobre el nivel del mar.

$$P = 360 \cdot \sqrt{D} ; D = \text{Diámetro en mm}$$

Esfuerzo a que están sometidos los conductores

El esfuerzo de tracción a que están sometidos los conductores, - por metro es el siguiente:

$$P_1 = \sqrt[2]{q_1^2 + q_2^2}$$

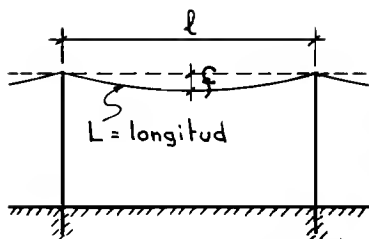
q_1 = Peso propio del conductor por metro + peso del hielo por metro

q_2 = Esfuerzo del viento por metro

Cálculo de la flecha

Para que el conductor pueda soportar los esfuerzos a que está sometido por el peso propio, el peso del hielo y el viento, se le tendrá que dar una flecha determinada al tendido eléctrico (ver figura 287). - Esta flecha se calculará por la fórmula siguientes:

$$H = \frac{P_1 \cdot l^2}{8 \cdot f} ; f = \frac{P_1 \cdot l^2}{8 \cdot H} ; L = l + \frac{8 \cdot f^2}{3 \cdot l}$$



H = Carga admisible en Kg, en un cable
(Sección cable . tracción admisible).

P₁ = Esfuerzo a que está sometido el cable
por metro, en Kg.

Fig. 287

f, l, L en metros

Por lo tanto, para hallar la flecha admisible se hallará primero ésta, con la temperatura mínima que se prevea en la zona que se han de montar los conductores. Luego se calculará la longitud, y a continuación con la temperatura que haga durante el montaje, se calculará la longitud que aumenta el conductor por la dilatación térmica. Se sumará este aumento a la longitud primitiva y se calculará la flecha de montaje por la fórmula siguiente:

$$f_1 = \frac{2}{9} \sqrt{\frac{3 \cdot l \cdot (L_1 - l)}{8}}$$

L₁ = Longitud primitiva + aumento por dilatación térmica.

Tensión de tracción admisible en los conductores

Para la tensión de tracción admisible en los conductores, se tomarán los valores siguientes:

Cobre	= 19 Kg/mm ²
Aluminio	= 8 Kg/mm ²
Acero-aluminio	= 11 Kg/mm ²
Bronce	= 30 Kg/mm ²

Dilatación térmica de los conductores

Para la dilatación térmica en los conductores, se tomarán los valores siguientes por grado y metro:

Cobre	= 0,016 mm
Aluminio	= 0,023 mm
Bronce	= 0,018 mm

VIENTO SOBRE LOS PERFILES DEL CASTILLETE

Para el esfuerzo del viento sobre el castillete, se tomarán los datos que se indican a continuación:

$$V = 2,6 \cdot x \cdot S$$

S = Superficie que se ve de los perfiles en una sola cara del castillete, en m².

V = Valor en Kg.

TABLA 41

Valor de "x" para perfiles de castilletes

Altura sobre el piso en metros	Perfiles del mástil valor x	Cruceos y aisladores valor x
0 - 15	55	55
15 - 40	70	70
40 - 50	90	90
50 - 100	99	90
100 - 150	127	115
150 - 200	138	125

Desde 50 metros de altura del suelo, está considerado el empuje del viento en las esquinas del mástil, según normas.

CALCULO DE UN CASTILLETE DE SUSTENTACION

(anteproyecto)

Para el cálculo de este castillete tenemos los datos siguientes: Tensión 30 KV. Número de cables 6. Sección de un conductor 38 mm²=7 mm de diámetro. Separación entre castilletes 200 metros. Forma del castillete, como el de la figura 282. Conductores de cobre. Situación, a menos de 1000 metros sobre el nivel del mar. No se prevee hielo. Temperaturas, mínima - 5°C, máxima 55°C. Terreno semi-horizontal. Tensión de trabajo de los perfiles 1400 Kg/cm².

Carga de los conductores por metro lineal

Peso propio por metro = $0,0038 \cdot 10 \cdot 8,95 = 0,34 \text{ Kg}$

Esfuerzo del viento por metro = $1,2 \cdot 0,007 \cdot 53 = 0,44 \text{ Kg}$

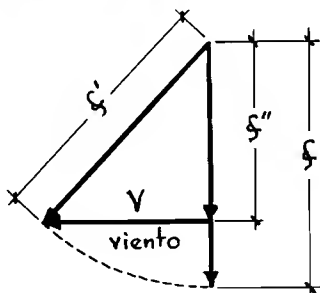
Total 0,78 Kg

La carga que soporta el conductor por metro lineal, por peso propio y viento, será:

$$P_1 = \sqrt{0,34^2 + 0,44^2} = 0,55 \text{ Kg}$$

Flecha que tienen los cables con la mínima temperatura

Se tendrá en cuenta en esta flecha, el peso propio y el viento.- De esta manera dará una flecha, con la tensión admisible del cable, que aunque está calculada inclinada, luego al cesar el viento, quedará vertical (ver figura 288).



$$f = \frac{0,55 \cdot 200^2}{8 \cdot 38 \cdot 19} = 3,80 \text{ metros}$$

Fig. 288

f' = Flecha con peso propio + viento, y tensión del cable admisible.

f'' = Flecha con peso propio, y tensión del cable admisible.

f = Flecha sin viento, con peso propio, y teniendo previsto el viento.

Flecha de montaje haciéndolo a una temperatura de + 20°C

$$L = 200 + \frac{8 \cdot 3,8^2}{3 \cdot 200} = 200,192 \text{ metros}$$

Aumento del conductor por la temperatura $200,192 \cdot 25 \cdot 0,016 = 80 \text{ mm}$

$$L_1 = 200,192 + 0,08 = 200,272 \text{ metros}$$

$$f_1 = \sqrt{\frac{3 \cdot 200 \cdot (200,272 - 200)}{8}} = 4,51 \text{ metros}$$

Esfuerzo a que están sometidos los cables durante el montaje, no habiendo viento y a + 20°C.

$$\text{Esfuerzo} = \frac{0,34 \cdot 200^2}{8 \cdot 4,51} = 376,9 \text{ Kg}$$

Los cables se montarán por lo tanto, con esta tensión en cada uno, y así quedarán con la flecha adecuada.

Flecha que tienen los cables con la máxima temperatura

Aumento del conductor por la temperatura = $200,192 \cdot 60 \cdot 0,016 = 192 \text{ mm}$

$$L_3 = 200,192 + 0,192 = 200,384 \text{ metros}$$

$$f_2 = \sqrt[2]{\frac{3 \cdot 200 \cdot (200,384 - 200)}{8}} = 5,36 \text{ metros}$$

Altura del castillete

Dado que el terreno tiene algunas irregularidades, el castillete tendrá de altura hasta los primeros cables; los 6 metros que tienen que

haber del suelo a los conductores, más - los 5,36 metros de la flecha, más la - irregularidad del terreno de 0,6 metros, o sea aproximadamente 12 metros.

Separación mínima de los conductores:

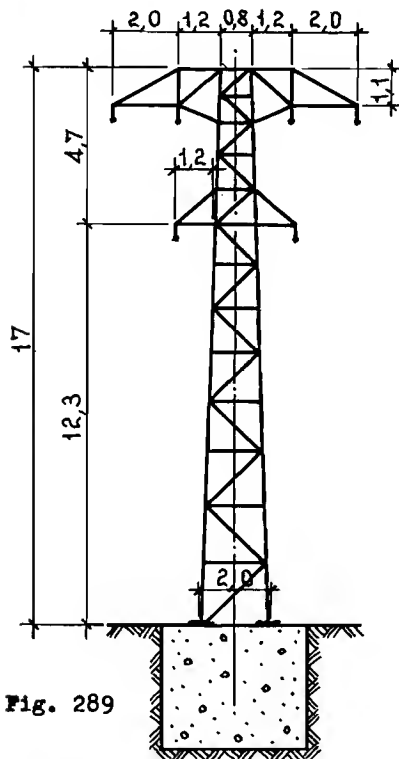
$$l_1 = 0,75 \cdot \sqrt{5,36} + \frac{30}{150} = 1,93 \approx 2 \text{ metros}$$

Para la altura total le pondremos 17 metros, teniendo en cuenta los 4 conductores que hay arriba. Ver figura 289.

Cálculo del brazo superior e inferior

El esfuerzo que tienen que soportar las barras de los brazos, debido al peso propio del cable y la cruceta, y al viento, lo tenemos representado en las -

Fig. 289



figuras 290 a 293.

$$\text{Peso por cable y cruceta} = P = (0,34 \cdot 200) + 40 = 108 \text{ Kg}$$

$$\text{Esfuerzo por viento, en el cable y en aisladores} = V = (0,44 \cdot 200) + 12 = 100 \text{ Kg}$$

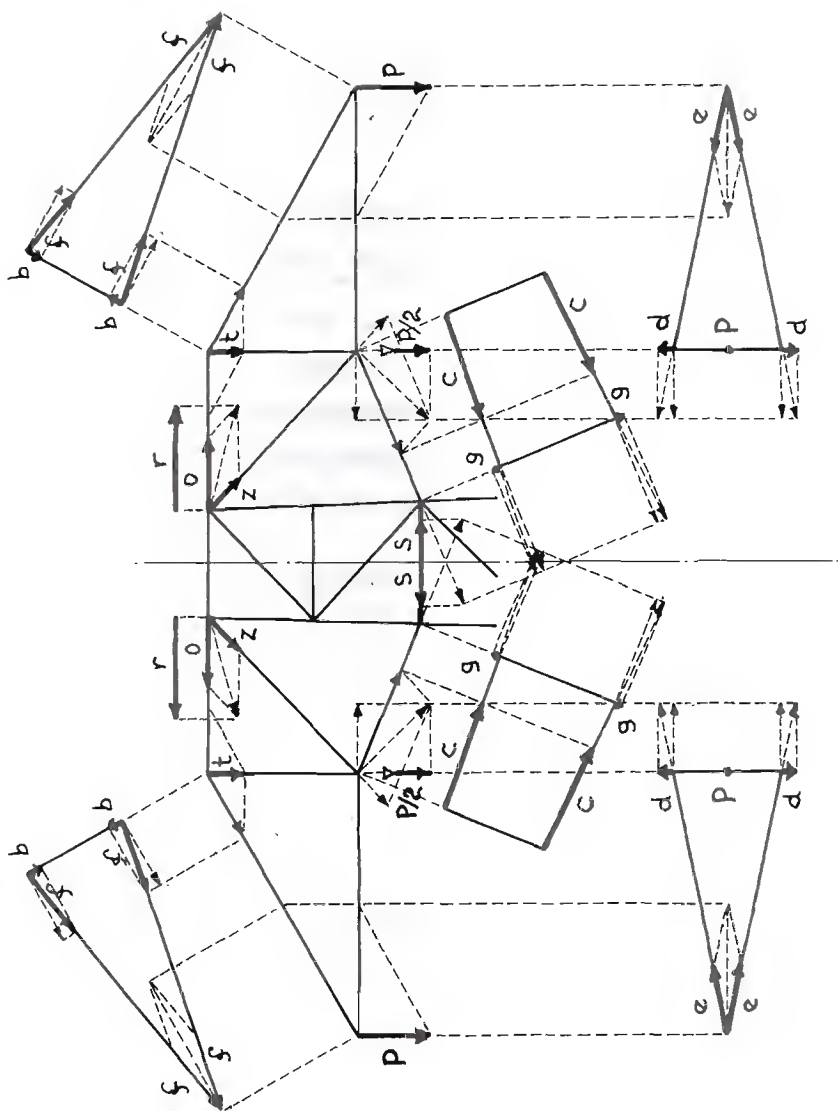


Fig. 290

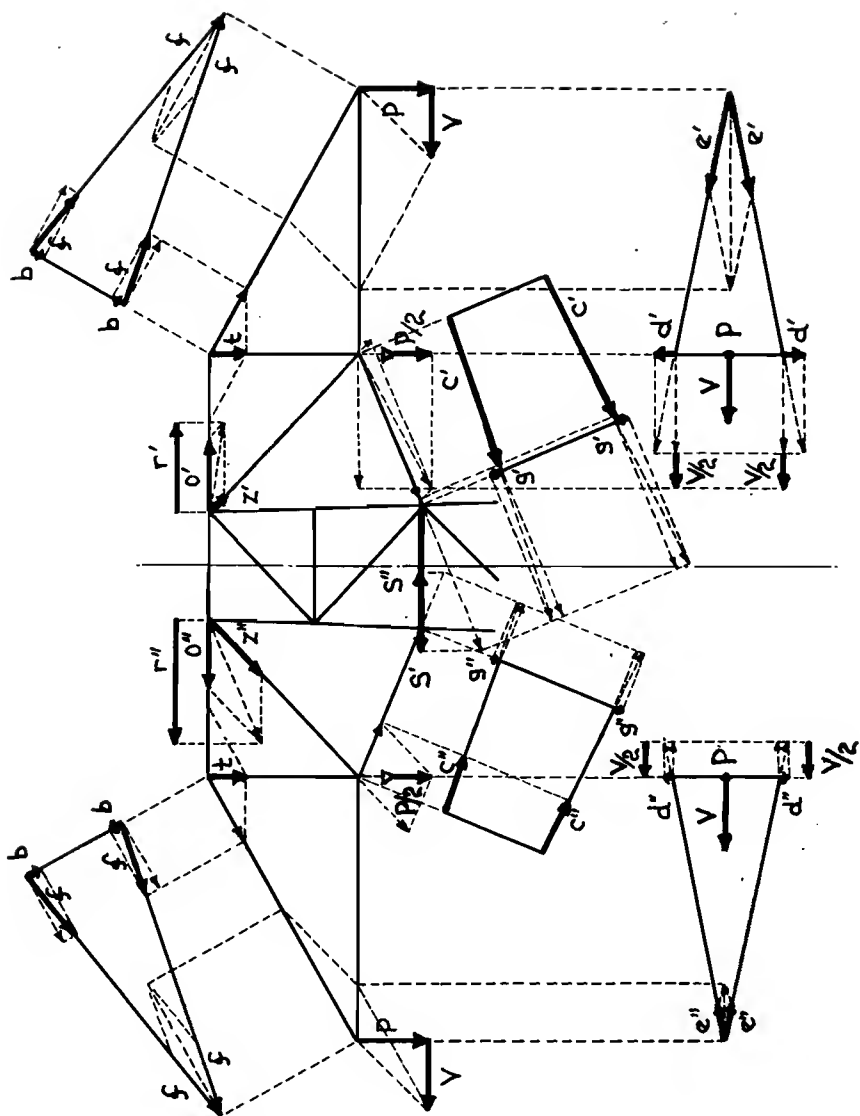


Fig.291

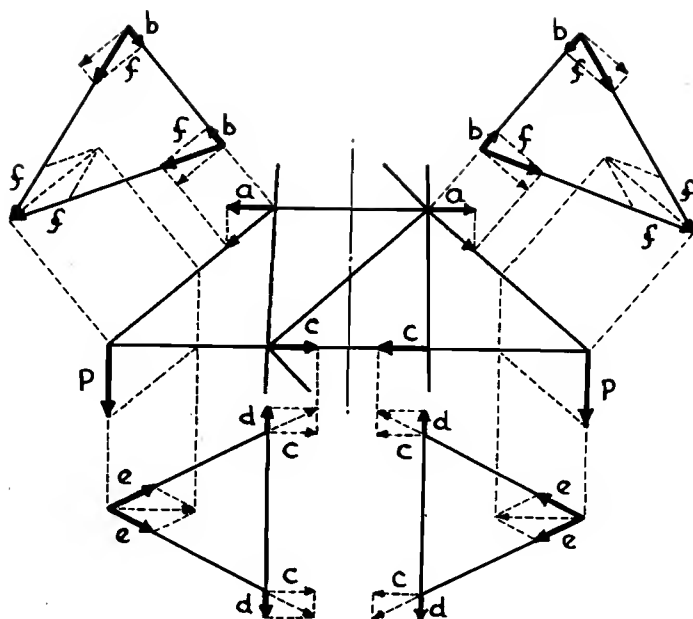


Fig. 292

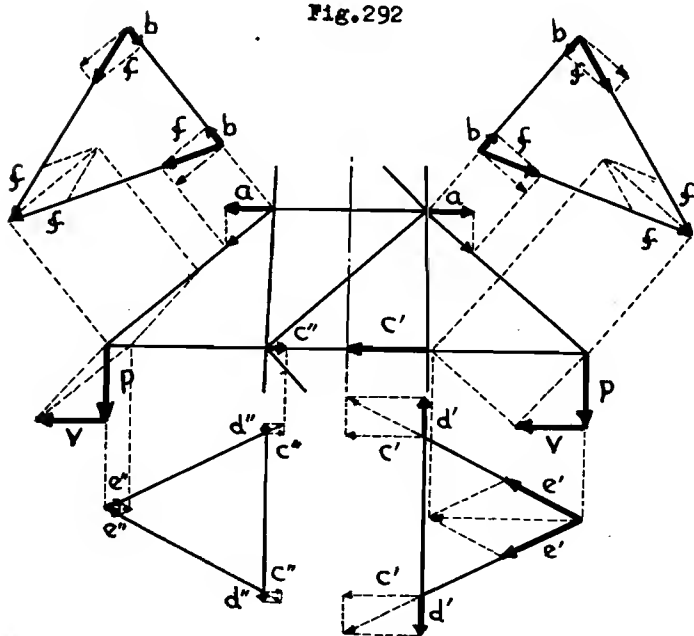


Fig. 293

Midiendo con la escala que se dibujaron las fuerzas P y V, las flechas de trazo grueso en cada barra, tendremos el esfuerzo a que están sometidas cada una de ellas. De los dos casos que hay calculados en cada cruceta (sin viento y con viento), se escogerá en cada barra el esfuerzo mayor de ellos. En el ejemplo que se ha puesto aquí, las fuerzas de cálculo de las barras serán las b, f, t, o, c, z, d, y la e' en la cruceta superior, y las f y e' en la cruceta inferior. Se hace constar aquí, que la barra de la cruceta superior que está entre las fuerzas d, trabaja también a flexión, por el peso propio del cable y el viento.

Los valores de las fuerzas a que están sometidas cada barra, se pondrán en el cuadro 6, junto con la longitud de la barra y el tipo de tensión a que está sometida la misma. Con estos datos y con ayuda de la tabla de la página 210 y 213, obtendremos los perfiles adecuados. Como perfil menor pondremos el angular de 35.35.4, y para los mayores solo se tomarán los del espesor más usado (en este ejemplo que se pone).

CUADRO 6

Barra	Luz m	Tensión	Esfuerzo Kg	1 Angular
Cruceta superior				
b	0,80	Compresión	20	35 · 35 · 4
f	2,25	Tracción	110	35 · 35 · 4
t	1,20	Compresión	50	35 · 35 · 4
o	1,15	Tracción	100	35 · 35 · 4
o'	1,20	Compresión	220	35 · 35 · 4
z	1,60	Tracción	110	35 · 35 · 4
d'	0,80	Tracción	30	+ flexión
e'	1,95	Compresión	150	40 · 40 · 4
Cruceta inferior				
f	1,65	Tracción	90	35 · 35 · 4
e'	1,30	Compresión	130	35 · 35 · 4

Como queda dicho anteriormente la barra d' también trabaja a flexión, por el peso propio del cable, y el viento. Para su cálculo tomaremos el angular de 55 · 55 · 6 que tiene una sección de 6,31 cm², y un momento resistente de $R_x = 4,4 \text{ cm}^3$ (ver figura 294).

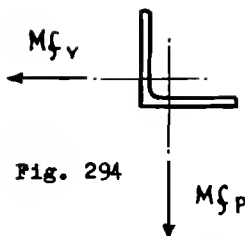


Fig. 294

$$M_{\zeta_p} = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{108 \cdot 80}{4} = 2160 \text{ Kg cm}$$

$$M_{\zeta_v} = \frac{V \cdot l}{4} = \frac{100 \cdot 80}{4} = 2000 \text{ Kg cm}$$

$$T_{\text{trab}} = \frac{2164}{4,4} + \frac{2000}{4,4} + \frac{30}{6,31} = 949 \text{ Kg/cm}^2 < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

luego es admisible, la tensión de trabajo que sale con este perfil.

Cálculo de las barras del castillete

Para el cálculo de las barras del castillete, se deberán tener en cuenta la fuerza del viento $4 \cdot V$ de la cruceta superior (ver figura - 291), la fuerza del viento $2 \cdot V$ de la cruceta inferior (ver figura - 293), y el viento sobre todas las barras del castillete, además del peso propio de los cables y del castillete.

Como se ve por lo anteriormente expuesto, las caras del castillete que están sometidas a mayor esfuerzo, son la perpendicular a la dirección de los cables del tendido eléctrico.

Para el viento que debe soportar la estructura, puesto que tiene 17 metros, tomaremos (ver página 291) $2,6 \cdot 70 = 182 \text{ Kg/m}^2$.

Para hacer el diagrama de fuerzas, de una cara del castillete, - supondremos unos perfiles de dimensiones aproximadas, con las cuales obtendremos los valores de las fuerzas P_1 a P_{16} (ver figura 295).

La fuerza P_1 será igual a la P_2 y su valor será el del peso propio de $1/4$ del castillete (supondremos 400 Kg), más el de tres veces el de $P/2$ (por los tres cables de un lado).

$$P_1 = P_2 = (3 \cdot 54) + 400 = 562 \text{ Kg}$$

A las fuerzas P_3 a P_{16} se les pondrá unos valores de empuje del viento, aproximados. La fuerza P_3 y las P_4 , P_5 , P_7 , P_8 , llevarán un pequeño aumento por las crucetas. También a la P_5 , se le aumentará el valor de 4 por $V/2$, y a la P_8 el de 2 por $V/2$. Por lo anteriormente expuesto tendremos los valores siguientes:

$$\begin{aligned} P_3 &= 50 \text{ Kg} \\ P_4 &= 110 \text{ Kg} \\ P_5 &= 120 + 4 \cdot 50 = 320 \text{ Kg} \\ P_6 &= 65 \text{ Kg} \\ P_7 &= 80 \text{ Kg} \\ P_8 &= 95 + 2 \cdot 50 = 195 \text{ Kg} \\ P_9 &= 80 \text{ Kg} \\ P_{10} &= 85 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{11} &= 92 \text{ Kg} \\
 P_{12} &= 98 \text{ Kg} \\
 P_{13} &= 107 \text{ Kg} \\
 P_{14} &= 115 \text{ Kg} \\
 P_{15} &= 120 \text{ Kg} \\
 P_{16} &= 60 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Para hallar las fuerzas AV (ver figura 295), se multiplicarán - de la fuerza P_1 a P_{15} por su altura correspondiente al piso, retándole luego el producto de P_1 por la distancia horizontal a BV (1,4 metros), y el producto de P_2 por la distancia horizontal a BV (0,6 metros), dividiendo todo esto por la distancia horizontal entre AV y BV (2 metros). A continuación se hacen estas operaciones, que son como se indican:

$$AV = \frac{\left(\begin{array}{l} 50 \cdot 17 + 110 \cdot 16,15 + 320 \cdot 15,35 + \\ 65 \cdot 14,4 + 80 \cdot 13,4 + 195 \cdot 12,3 + \\ 80 \cdot 11,1 + 85 \cdot 9,8 + 92 \cdot 8,5 + \\ 98 \cdot 7,0 + 107 \cdot 5,5 + 115 \cdot 3,75 + \\ 120 \cdot 1,95 \end{array} \right) - \left(\begin{array}{l} 562 \cdot 1,4 \\ + \\ 562 \cdot 0,6 \end{array} \right)}{2} =$$

$$= \frac{163886 - 1124}{2} = 7631 \text{ Kg}$$

Para la fuerza BV los valores serán iguales, solamente que en el dividendo, las dos cifras irán sumadas.

$$BV = \frac{16386 + 1124}{2} = 8755 \text{ Kg}$$

Con estos valores, ya se puede hacer el diagrama de fuerzas, el cual nos dará el esfuerzo a que está sometida cada una de las barras, - del castillete. Como se puede ver por las figuras 295 a 298, se ha hecho el diagrama de fuerzas de las dos caras perpendiculares a los cables, ya que así obtendremos el esfuerzo a que está sometida cada una de las barras, del castillete, sople el viento de un lado o del otro.

En el diagrama de las figuras 296 y 298, tomaremos los valores de las fuerzas a que están solicitadas cada barra. Para ello utilizaremos la escala con que fueron dibujadas las fuerzas P_1 , P_2 , BH, BV, AH, y AV. Se pondrán todos estos valores, así como las longitudes de las barras - (que se tomarán de las figuras 295 y 297), y el tipo de tensión a que están sometidas, en el cuadro 7, con el cual luego hallaremos el perfil adecuado. Las fuerzas s, r, a, c, se obtendrán de las figuras 290 y -- 292.

Para hallar los perfiles adecuados se podrá utilizar las tablas de las páginas 210 y 213. En el caso de que no estén las longitudes de alguna barra se procederá para su cálculo como en la página 198. Como - perfil más pequeño se ha tomado el angular de $35 \cdot 35 \cdot 4$, y luego, los - más comerciales en espesor.

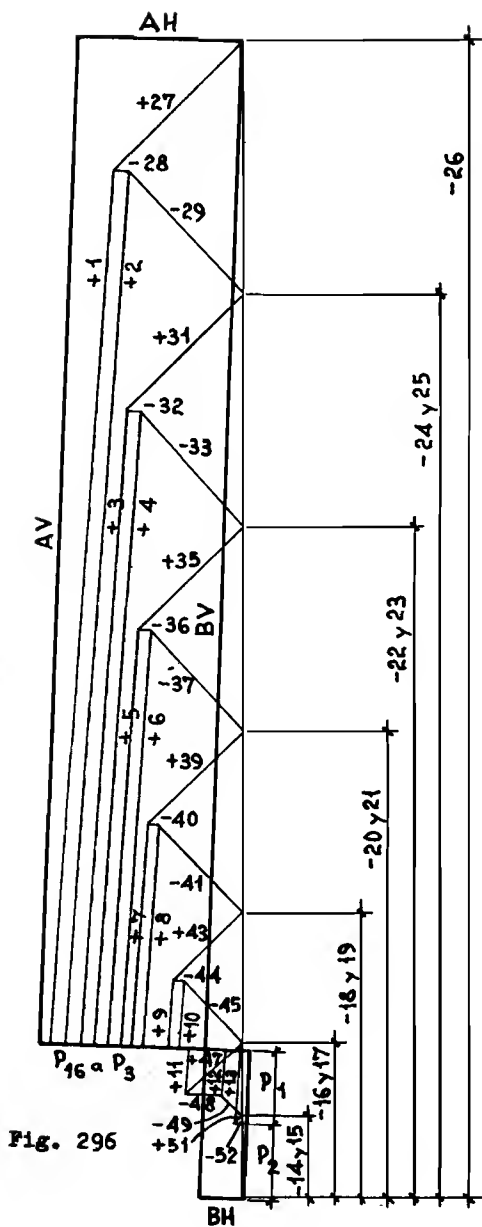
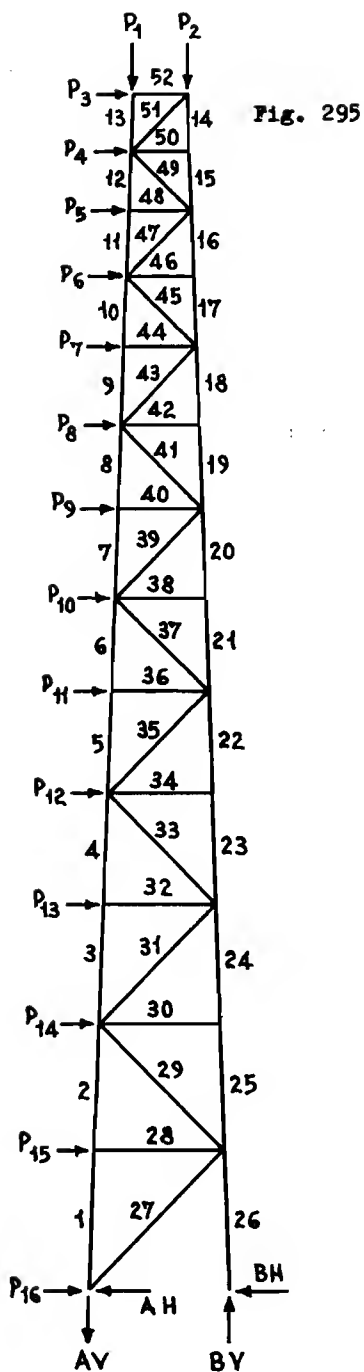


Fig. 297

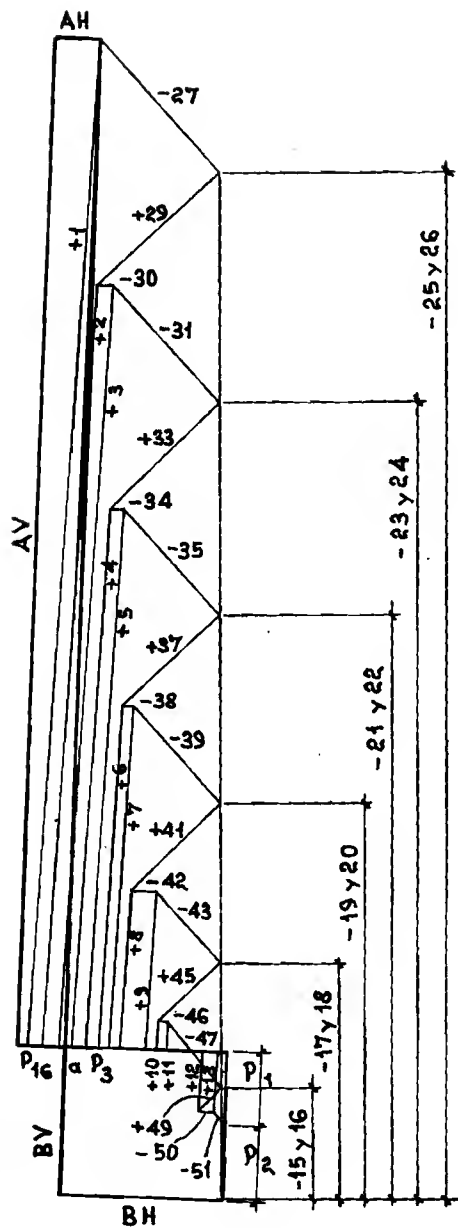
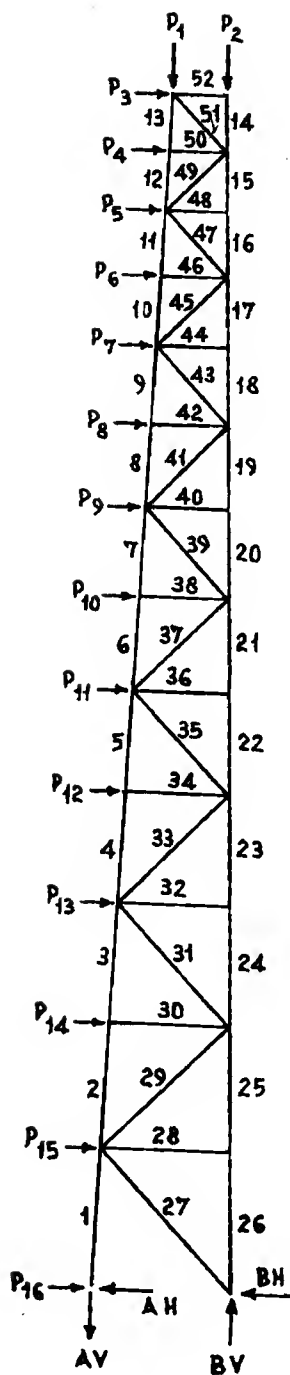


Fig. 298

CUADRO 7

Barra	Luz m	Tensión	Esfuerzo Kg	1 Angular
1	2 2	Traacción Traacción	6650 7650	----- 60 · 60 · 6
26	2 2	Compresión Compresión	8770 7770	90 · 90 · 9 -----
27	2,8 2,8	Traacción Compresión	1370 1350	----- 65 · 65 · 7
28	1,9	Compresión	120	40 · 40 · 4
29	2,6 2,6	Compresión Tracción	1250 1250	65 · 65 · 7 -----
30	1,8	Compresión	115	40 · 40 · 4
31	2,4 2,4	Tracción Compresión	1250 1250	----- 60 · 60 · 6
32	1,6	Compresión	107	35 · 35 · 4
33	2,3 2,3	Compresión Tracción	1150 1150	60 60 6 -----
34	1,5	Compresión	98	35 · 35 · 4
35	2,1 2,1	Tracción Compresión	1100 1100	----- 60 · 60 · 6
36	1,4	Compresión	92	35 · 35 · 4
37	1,9 1,9	Compresión Tracción	1050 1050	60 60 6 -----
38	1,3	Compresión	85	35 · 35 · 4
39	1,8 1,8	Traacción Compresión	1000 1000	----- 50 · 50 · 5
40	1,2	Compresión	80	35 · 35 · 4
41	1,7 1,7	Compresión Traacción	900 900	45 · 45 · 5 -----
42	1,1 1,1	Compresión Tracción	195 o = 80	35 · 35 · 4 -----
43	1,6 1,6	Tracción Compresión	730 730	----- 45 · 45 · 5
44	1 1	Compresión Compresión	80 a = 80	35 · 35 · 4 -----

Barra	Luz m	Tensión	Esfuerzo Kg	1. Angular
45	1,4 1,4	Compresión Tracción	650 650	40 · 40 · 4
46	1	Compresión	65	35 · 35 · 4
47	1,3 1,3	Tracción Compresión	600 600	35 · 35 · 4
48	0,9 0,9	Compresión Compresión	320 s = 160	35 · 35 · 4
49	1,2 1,2	Compresión Tracción	220 220	35 · 35 · 4
50	0,8	Compresión	110	35 · 35 · 4
51	1,1 1,1	Tracción Compresión	80 100	35 · 35 · 4
52	0,8 0,8	Compresión Tracción	100 r = 160	35 · 35 · 4

Las barras 1 a 13 y la 14 a 26, normalmente se ponen por razones constructivas, con el mismo perfil en toda su longitud. En castilletes de bastante altura, es más corriente el poner la mitad de un perfil, y la otra mitad de un perfil menor. La unión de estos perfiles deberá ir naturalmente, en condiciones de resistir el esfuerzo que haya, en el sitio de unión.

La barra 1 y 26 están sometidas a una flexión (fuerza BH de la - figura 298). Para contrarrestar esta fuerza, se aumentará el perfil adecuadamente, se pondrá otra barra inclinada formando una cruz de San Andrés en cada cara, o unas barras horizontales uniendo las cuatro patas o bases. Aquí adoptaremos la primera evolución, o sea un perfil de 65 · 65 · 6 igual que la barra 27.

Una vez obtenidos todos los perfiles del castillete del tendido eléctrico, se procederá a sacar los valores reales de empuje del viento sobre los perfiles, y el peso propio. Con estos datos se hará entonces, el cálculo definitivo del castillete.

La disposición de los perfiles se podrá proyectar como se indica en la figura 299, consiguiéndose de esta forma, sin poner cartelas, el que coincidan los ejes de los perfiles (barras 2-3-31-30-29).

El cálculo de la soldadura de unión del angular de 65 · 65 · 7 será como se indica seguidamente (ver página 135). $F = 1250 \text{ Kg}$, $e_1 = 1,85 \text{ cm}$, $e_2 = 4,65 \text{ cm}$, $a_1 = 0,55 \text{ cm}$, $a_2 = 0,45 \text{ cm}$ (ver figura 300).

$$F_1 = \frac{F \cdot e_2}{e_1 + e_2} = \frac{1250 \cdot 4,65}{6,5} = 894 \text{ Kg}$$

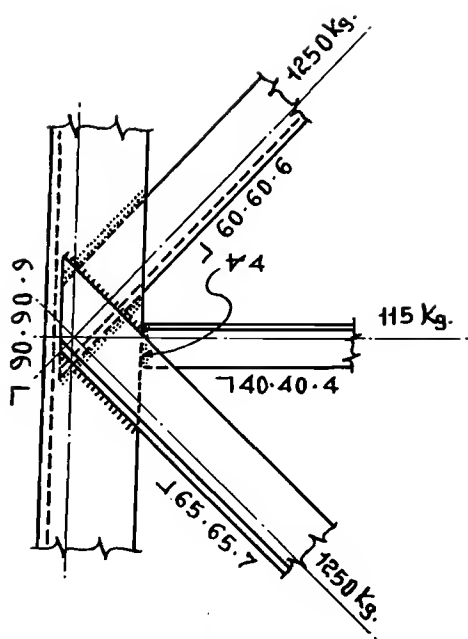


Fig. 299

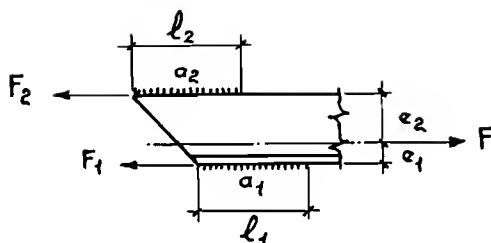


Fig. 300

$$F_2 = F - F_1 = 1250 - 894 = 356 \text{ Kg}$$

$$l_1 = \frac{F_1}{a_1 \cdot 0,65 \cdot 1400} = \frac{894}{0,55 \cdot 910} = 1,8 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{F_2}{a_2 \cdot 0,65 \cdot 1400} = \frac{356}{0,45 \cdot 910} = 0,7 \text{ cm}$$

Como se ve por el cálculo anterior, la longitud de los cordones sale muy pequeña. Por lo tanto, teniendo en cuenta que se ha calculado con el espesor máximo que admite el perfil, se pondrá un cordón de soldadura de 3 mm de espesor en los dos lados, que será más que suficiente todavía.

Cálculo de los anclajes

La base donde se sujetarán los anclajes se podrá proyectar como se indica en las figuras 301 a 303. Como resistencia del hormigón del fundamento tomaremos, siendo de 210 Kg por m³, el de 30 Kg/cm² (ver página 102). Por lo tanto, y puesto que la base de apoyo es de 250 · 250 mm, podrá resistir una presión admisible de

$$25 \cdot 25 \cdot 30 = 18750 \text{ Kg}$$

por lo que es suficiente la placa proyectada, ya que el empuje de BV es sólo de 8755 Kg.

Los anclajes tendrán que soportar, una tracción de AV = 7631 Kg, y una cortadura de AH ≈ 1550 Kg. Mirando en la tabla de la página 109, veremos que necesitaremos los redondos de 22 mm de diámetro, que tienen una sección en la espiga de 2,76 cm². El cálculo lo haremos de la forma siguiente:

Fig. 301

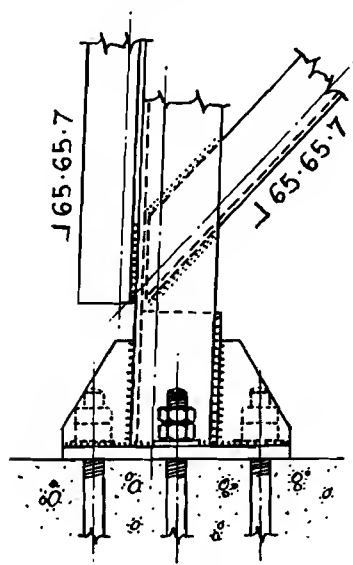


Fig. 302

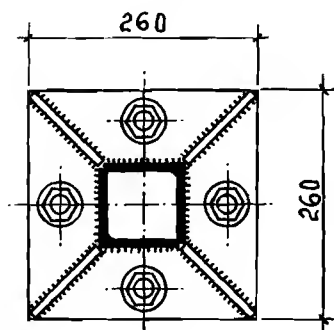
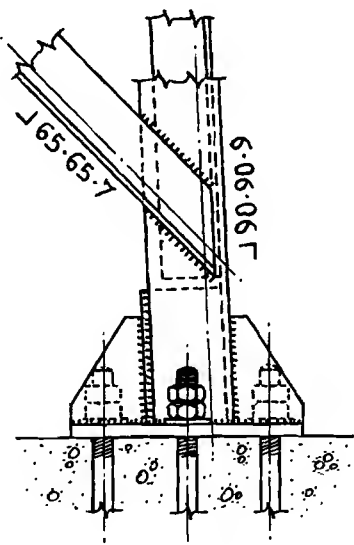


Fig. 303

$$T_{\text{trab}} = \frac{7631}{2,76 \cdot 4} + \frac{1550}{2,76 \cdot 4} = 831 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que se ve, estos cuatro redondos son suficientes para resistir como anclajes.

Para la longitud de los anclajes (ver página 98) tendremos:

$$l = \frac{7631}{4 \cdot 3,14 \cdot 2,2 \cdot 5} = 55 \text{ cm}$$

El doblado final de los anclajes se hará, con las normas dadas - en la página 98.

Fundamento o base del castillete

Para calcular el fundamento del castillete del ejemplo anterior, se procederá como se indica seguidamente.

Primero se deberá ir tanteando las dimensiones del fundamento, - hasta conseguir unos valores de compresión en el terreno, admisibles.

La presión sobre el terreno que damos como admisible en este ejemplo, será de 2 Kg/cm^2 .

Como valores de cálculo, utilizaremos los del anteproyecto del ejemplo anterior. Las fórmulas de cálculo serán semejantes a las que se dan en la página 101. Se probará con un fundamento cuadrado de 3 metros de lado, por lo tanto, para hallar el momento que hay por el empuje del viento, tendremos que multiplicar de la fuerza P_3 a P_{16} por su distancia a la parte de abajo del fundamento (por lo tanto, la distancia al suelo más tres metros). Ver figura 304.

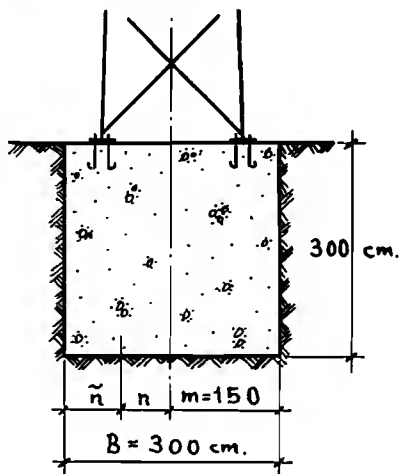


Fig. 304

$$M_f = (50 \cdot 2000 + 110 \cdot 1915 + 320 \cdot 1835 + 65 \cdot 1740 + 80 \cdot 1640 + 195 \cdot 1530 + 80 \cdot 1410 + 85 \cdot 1280 + 92 \cdot 1150 + 98 \cdot 1000 + 107 \cdot 850 + 115 \cdot 675 + 120 \cdot 495 + 60 \cdot 300) \cdot 2 = 4223800 \text{ Kg cm}$$

$$\text{Peso del fundamento} = 3 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 2200 = 59400 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso propio castillete, cables, etc.} = 4 \cdot 562 = 2248 \text{ Kg}$$

$$P_0 = 2248 + 59400 = 61648 \text{ Kg}$$

$$n = \frac{M_f}{P_c} = \frac{4223800}{61648} = 68 \text{ cm}$$

$$\frac{m}{3} = \frac{150}{3} = 50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, en este caso $m/3$ es menor que " n ", y la fórmula a utilizar es

$$x \geq \frac{2 \cdot P_c}{3 \cdot n \cdot b}$$

$$x = \frac{2 \cdot 61648}{3 \cdot (150 - 68) \cdot 300} = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$$

luego como es menor de 2 vale.

La resistencia al vuelco será según se ha dicho anteriormente, - igual o mayor de 2.

$$\frac{M_v}{M_h} \geq 2$$

$$M_v = P_c \cdot 150 = 61648 \cdot 150 = 9247200 \text{ Kg cm}$$

$$M_h = M_f = 4223800 \text{ Kg cm}$$

$$\frac{M_v}{M_h} = \frac{9247200}{4223800} = 2,1$$

Por lo que se ve vale el fundamento, tanto por la presión que - hay sobre el suelo, como por el momento de vuelco.

13 MASTILES DE BANDERAS

INTRODUCCION

El cálculo de los mástiles de banderas, no ofrece dificultades especiales. La diferencia con otro tipo de estructuras está, en los esfuerzos del viento, sobre el mástil y sobre el paño de la bandera. La seguridad contra el vuelco, se podrá poner igual o mayor de 2,5.

VIENTO SOBRE EL MASTIL DE LA BANDERA

Aquí trataremos de los dos tipos de mástiles mas corrientes; los de forma rectangular o cuadrada, y los cilindricos o redondos. A continuación exponemos los valores en Kg, por metro cuadrado de superficie expuesta, para cada uno de los tipos anteriormente citados.

$$\text{Rectangulares} = V = 1,4 \cdot x$$

$$\text{Redondos} = V = 0,7 \cdot x$$

Valor de "x" según la altura del mástil

De 0 hasta 8 metros $x = 50$

más de 8 hasta 20 metros $x = 80$

más de 20 hasta 100 metros $x = 110$

más de 100 metros $x = 130$

VIENTO SOBRE EL PAÑO DE LA BANDERA

Nos referiremos aquí al paño de la bandera suelto, es decir no al rígido. En este caso, el paño se pone en la dirección del viento a flamear, más o menos levantado, según la fuerza del viento que haga.

Al ponerse la superficie del paño en la dirección del viento, los metros cuadrados que hay que tener en cuenta para el cálculo, se reducen al 25% de la longitud por su anchura. El 25% del paño en metros cuadrados (S), se multiplicará para obtener el empuje del viento en Kg, por los coeficientes siguientes:

$$V = 1,2 \cdot x \cdot S$$

El valor de "x", será el mismo que se ha dado anteriormente, para hallar el viento de los mástiles de bandera.

PRIMER EJEMPLO DE CALCULO DE UNA BANDERA

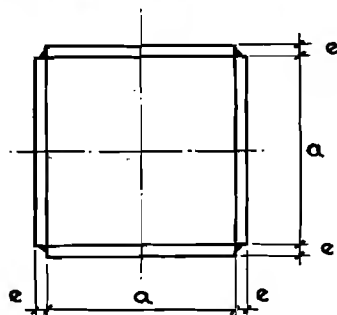
Este ejemplo se trata, de una bandera de gran altura. El paño tendrá 8 por 4 metros, y el mástil será cuadrado con una altura total de 35 metros, sobre el nivel del suelo. Tensión de trabajo 1400 Kg/cm² para el acero, y 2 Kg/cm² para el terreno.

El empuje del viento sobre el paño de la bandera será:

$$V = \frac{8 \cdot 4}{4} \cdot 1,2 \cdot 110 = 1056 \text{ Kg}$$

El mástil estará formado por cuatro chapas, formando un cajón, y unidas por soldadura continua (ver figura 305).

Fig. 305



El espesor de las chapas se irá probando por tanteo, hasta conseguir el adecuado para cada caso. Las tablas de las páginas 64, 65, y 66, pueden servir de ayuda para obtener el momento de inercia de secciones. En este caso tomaremos unas chapas de $e = 23$ mm de espesor, y $a + 2 \cdot e = 500$ mm de anchura.

Momento flector por el paño de la bandera (ver figura 306):

$$M_f = 1056 \cdot 3300 = 3484800 \text{ Kg cm}$$

Ahora sacaremos el momento flector que hay, por el viento sobre el mástil de la bandera. El mástil tiene en su parte de unión al fundamento 0,5 metros de anchura, y hacia arriba irá en disminución hasta llegar a 0,2 metros en su parte superior. Por lo tanto, para el viento tendremos una carga uniformemente repartida, de una franja de 0,2 metros, a todo lo largo del mástil, y otra carga de 0,3 metros abajo, que va en disminución hasta llegar arriba del todo a cero.

Cuando el viento sopla en el sentido del eje $x - x$, ver figura 307, la presión sobre el mástil será aproximadamente un 30% menor que en las otras caras. De todas formas se operará con los valores anteriores, para contrarrestar el aumento del momento, que se origina por la considerable flecha del mástil al actuar el viento.

La presión del viento por metro cuadrado será, teniendo en cuenta los 35 metros de altura del mástil:

$$V = 1,4 \cdot 110 = 154 \text{ Kg por m}^2$$

La carga C uniformemente repartida, en la franja de 0,2 metros del mástil, será:

$$C = 0,2 \cdot 154 \cdot 35 = 1078 \text{ Kg}$$

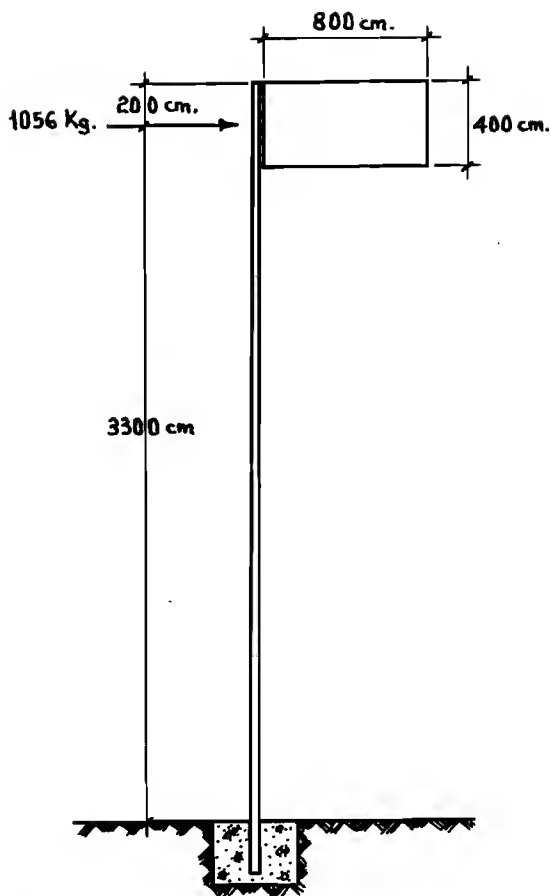


Fig. 306

La carga C' del resto, o sea de un triángulo de 0,3 metros de base, y 35 metros de altura, será:

$$C' = 0,3 \cdot (35/2) \cdot 154 = 808 \text{ Kg}$$

Momento flector, de la franja de 0,2 metros, a todo lo largo del mástil:

$$Mf_1 = \frac{C \cdot l}{2} = \frac{1078 \cdot 3500}{2} = 1886500 \text{ Kg cm}$$

Momento flector, del triángulo de 0,3 metros de base, y de 35 metros de altura:

$$Mf_2 = \frac{c' \cdot l}{3} = \frac{808 \cdot 3500}{3} = 942666 \text{ Kg cm}$$

Momento fleotor total, por el empuje del viento sobre el paño de la bandera y el mástil:

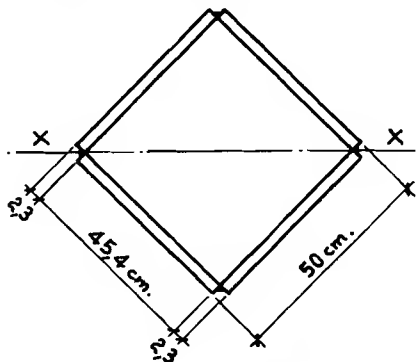
$$Mf_3 = Mf + Mf_1 + Mf_2 = 3484800 + 1886500 + 942666 = \underline{6313966} \text{ Kg cm}$$

El momento resistente necesario, para el mástil de la bandera, será:

$$R_x = \frac{6313966}{1400} = \underline{4509,9 \text{ cm}^3}$$

El momento resistente de la sección, por el eje más desfavorable y suponiendo las esquinas completas, será (ver figura 307):

Fig. 307



$$R_{xx} = 0,11785 \frac{50^4 - 45,4^4}{50} = 4717,8 \text{ cm}^3$$

Se hace constar aquí, que se ha sacado el momento resistente del eje x-x, debido a que si hallamos el momento resistente de los otros dos ejes que pasan por el centro de las chapas, este momento resistente sería mayor. Por lo tanto, como hay que utilizar siempre el momento resistente menor, hemos hallado el del eje x-x, de la figura 307.

El momento resistente necesario que obtuvimos anteriormente, era de 4509,9 cm³, y como el que sale con las chapas de 23 mm es de 4717,8 cm³, valen dichos espesores para el mástil. Es conveniente que el momento resistente sea algo mayor que el necesario, debido a que en el cálculo, se han puesto las esquinas completas, y en la realidad no es así.

También tenemos en la zona de unión del mástil con el fundamento, una fuerza de cortadura, compuesta por el empuje del viento sobre el pa

ño de la bandera y sobre el mástil. Por lo tanto, comprobaremos también con esta cortadura, si vale la sección (tensión cortadura 1120 Kg/cm²).

$$T_{\text{trab}} = \frac{6313966}{4717,8} + \frac{1056 + 1078 + 808}{4 \cdot 2,3 \cdot 45,4 \cdot 0,8} = 1346 \text{ Kg/cm}^2$$

Como es menor de la tensión 1400 Kg/cm² admisible, lo daremos -- por bueno (la cortadura en este caso, como se ve, es despreciable).

El pandeo del mástil por el peso propio, no se ha hecho intervenir, debido a que salen once valores también despreciables.

Cálculo de los anclajes

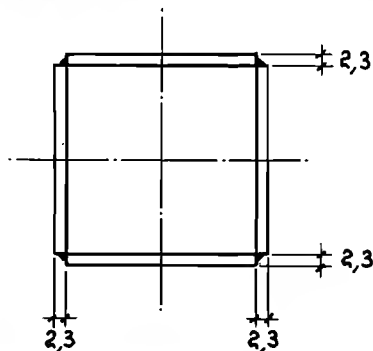
Normalmente, para este tipo de estructuras, no se utilizan anclajes. La solución es el embutir el mástil de la bandera, suficientemente para poder absorber los esfuerzos de vuelco, y de compresión en el hormigón, por el peso propio.

La profundidad de embutido en el fundamento, dependerá de las características de la bandera (dimensiones del paño de la bandera, altura del mástil, profundidad del fundamento, adherencia del hormigón, etc.). En este caso, puesto que la profundidad del fundamento será de tres metros, y la adherencia y peso son suficientes para la sección del mástil calculado, lo embutiremos a 2,75 metros, en el hormigón.

Cálculo de la soldadura en el mástil

La soldadura de unión de las cuatro chapas, para formar el cuadrado de sección (ver figura 308), se hará a toda la longitud. Para su cálculo pondremos la fórmula, de que el espesor del cordón, sea igual a 0,35 por el espesor mínimo a unir.

Fig. 308

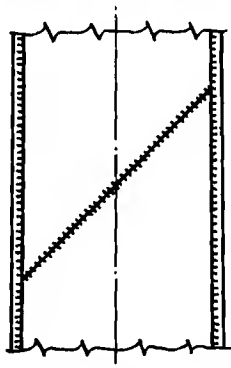


Por lo tanto tendremos, que el espesor del cordón continuó será -- de

$$a = 0,35 \cdot 23 = 8,05 \text{ mm}$$

Para formar las cuatro chapas de 35 metros de longitud, habrá — empalmar naturalmente varias chapas entre sí. Para el bisel se utilizarán las normas que se dan en la página 131. Para hacer trabajar lo — posible a la soldadura del empalme, se hará la unión a 45° (ver fi — ra 309). Los empalmes de cada una de las chapas, tampoco deberán de — incidir a la misma altura, para evitar puntos débiles en el mástil.

Fig. 309



Cálculo del fundamento

Como queda dicho al principio, la seguridad contra el vuelco es — igual o mayor de 2,5. Por lo tanto, se irá probando por tanteo, unos — damentos hasta que se encuentre el adecuado, para el caso concreto. — si supondremos como fundamento un cubo de 4 metros de lado, por 3 de — dura (ver página 101).

El momento que se produce, por el empuje del viento sobre el pa — de la bandera y el mástil, será el siguiente (ver figura 310):

$$M_f = 1056 \cdot 3600 + 1078 \cdot 2050 + 808 \cdot 1466 = 7196028 \text{ Kg cm}$$

El peso del mástil, despreciando el paño de la bandera y las — rdas, es de :

$$4 \cdot 3,5 \cdot 350 \cdot 0,23 \cdot 7,85 = 8846 \text{ Kg}$$

El peso del fundamento será :

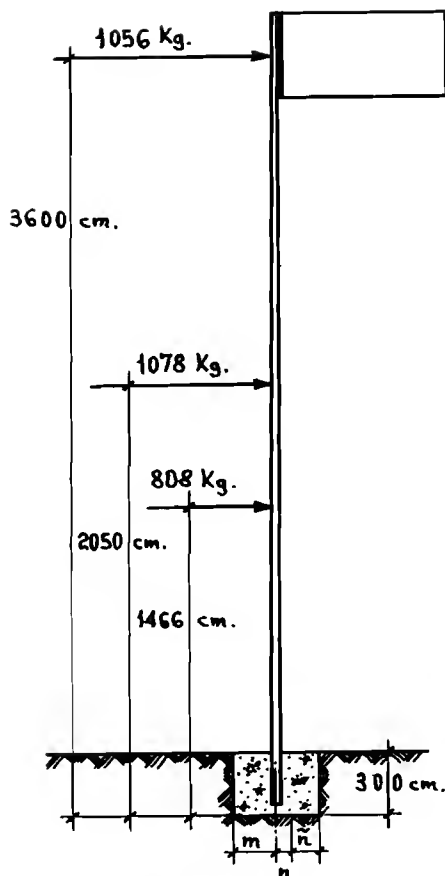
$$4 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 2200 = 105600 \text{ Kg}$$

Por lo tanto, el peso del mástil más el del fundamento será :

$$P_0 = 8846 + 105600 = 114446 \text{ Kg}$$

El sitio de incidencia de las fuerzas verticales, desplazadas — el empuje del viento, estará a una separación del eje del fundamen — e :

Fig. 310



$$n = \frac{M_f}{P_o} = \frac{7196028}{114446} = 62,8 \text{ cm}$$

$$\frac{m}{3} = \frac{200}{3} = 66,6 \text{ cm}$$

Como se ve "n" es menor que m/3, por lo tanto, utilizaremos la siguiente fórmula, para hallar la presión máxima que se produce en el suelo, debajo del fundamento :

$$x = \frac{P_o}{B \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot n}{B}\right) = \frac{114446}{400 \cdot 400} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 62,8}{400}\right) = 1,38 \text{ Kg/cm}^2, \text{ luego vale.}$$

La resistencia al vuelco, no deberá ser inferior a 2,5, como que

la dicho.

$$\frac{M_v}{M_h} \geq 2,5$$

$$M_v = P_o \cdot 200 = 114446 \cdot 200 = 22889200 \text{ Kg cm}$$

$$M_h = M_f = 7196028 \text{ Kg cm}$$

$$\frac{22889200}{7196028} = 3,1$$

Como se ve, la bandera también es suficientemente resietente al vuelco.

SEGUNDO EJEMPLO DE CALCULO DE UNA BANDERA

En este otro ejemplo, el mástil tendrá la misma altura que en el anterior, y el paño de la bandera será de dimensiones mayores.

El paño tendrá 11 por 6 metros, y el mástil, de forma en cruz de San Andrés, tendrá una altura de 35 metros, sobre el nivel del suelo, - como en el ejemplo anterior. Tensión de trabajo 1400 Kg/cm² para el acero, y 2 Kg/cm² para el terreno. Por la forma del mástil, se ha aumentado para calcular la presión sobre él, el coeficiente 1,4 a 1,6.

El empuje del viento, sobre el paño de la bandera, será :

$$V = \frac{11 \cdot 6}{4} \cdot 1,2 \cdot 110 = 2178 \text{ Kg} \approx 2180 \text{ Kg}$$

El mástil estará formado por tres chapas , formando una cruz de San Andrés (como se dijo anteriormente), y unidas por soldadura continua (ver figura 311).

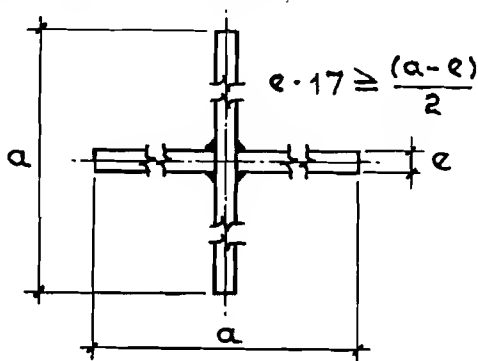


Fig. 311

El espesor de las chapas se hallará por tanteo, pudiendose utilizar como ayuda, la tabla de la página 66. En este caso, las dimensiones de los brazos de la cruz, serán $a=125$ cm y $e=3,6$ cm.

Momento flector, por el paño de la bandera

(ver figura 312)

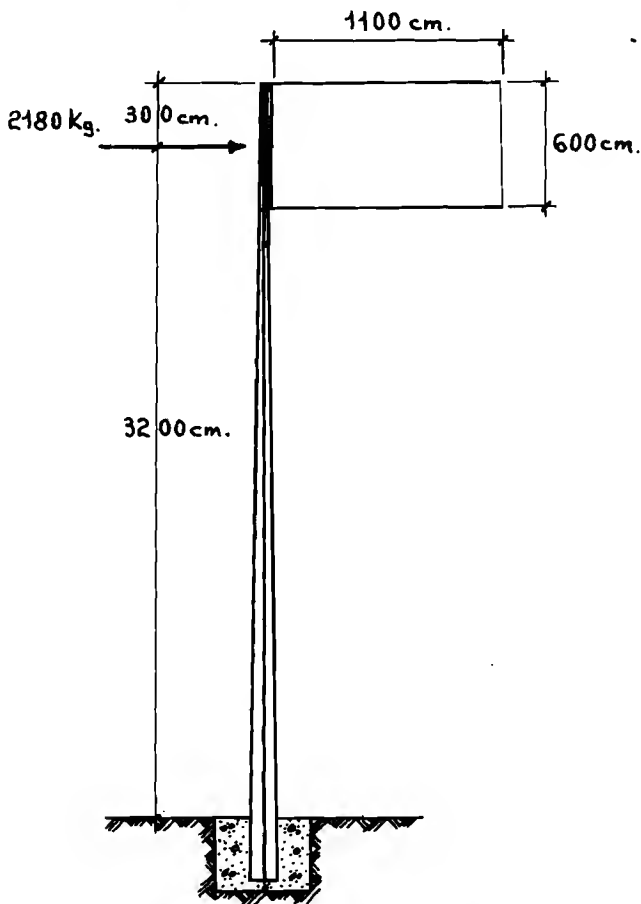


Fig. 312

$$M_f = 2180 \cdot 3200 = 6976000 \text{ Kg cm}$$

A continuación hallaremos el momento flector que hay, por la acción del viento sobre el mástil de la bandera. El mástil tiene en su parte de unión al fundamento, 1,25 metros de anchura, yendo hacia arriba en disminución hasta llegar a 0,2 metros en su parte superior. Entonces tendremos, una carga uniformemente repartida de una franja de 0,2 metros, a todo lo largo del mástil, y otra de un triángulo de 1,05 metros de base y 35 metros de altura.

La presión del viento por metro cuadrado será, teniendo en cuenta los 35 metros de altura, la siguiente :

$$V = 1,6 \cdot 110 = 176 \text{ Kg por m}^2$$

La carga "C" uniformemente repartida, en la franja de 0,2 metros del mástil será :

$$C = 0,2 \cdot 176 \cdot 35 = 1232 \text{ Kg}$$

La carga "C'" del resto, o sea de un triángulo de 1,05 metros de base y 35 metros de altura será :

$$C' = 1,05 \cdot (35/2) \cdot 176 = 3234 \text{ Kg}$$

Momento flector, de la franja de 0,2 metros a todo lo largo del mástil :

$$Mf_1 = \frac{C \cdot l}{2} = \frac{1232 \cdot 3500}{2} = 2156000 \text{ Kg cm}$$

Momento flector, del triángulo de 1,05 metros de base y 35 metros de altura :

$$Mf_2 = \frac{C' \cdot l}{3} = \frac{3234 \cdot 3500}{3} = 3773000 \text{ Kg cm}$$

Momento flector total, por el empuje del viento sobre el paño de bandera, y el mástil :

$$Mf_3 = Mf + Mf_1 + Mf_2 = 6976000 + 215600 + 3773000 = 12905000 \text{ Kg cm}$$

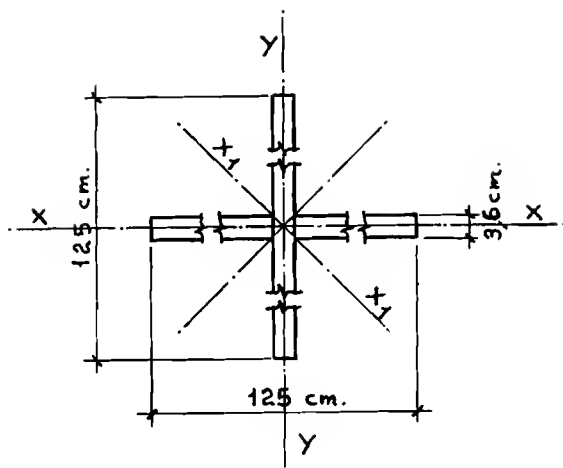
El momento resistente necesario para el mástil será :

$$R_x = \frac{12905000}{1400} = 9217 \text{ cm}^3$$

El momento resistente de la sección, por los ejes más desfavorables será (ver figura 313) :

$$R_{xx} = \frac{3,6 \cdot 125^3}{12 \cdot 62,5} + \frac{121 \cdot 3,6^3}{12 \cdot 62,5} = 9382 \text{ cm}^3$$

Fig. 313



El momento resistente en el eje $x_1 - x_1$ es el mayor, por lo tanto se ha tomado el del eje $x - x$. El momento resistente que necesitábamos era de 9217 cm^3 , como el que sale aquí con las dimensiones dichas, es de 9382 cm^3 , vemos que vale la sección elegida.

A continuación, comprobaremos la tensión de trabajo de la sección de unión con el fundamento, donde hay también una fuerza horizontal de cortadura. Dicha fuerza está compuesta por el empuje del viento sobre el paño de la bandera, y sobre el mástil (tensión de cortadura 1120 Kg/cm^2).

$$T_{\text{trab}} = \frac{12905000}{9382} + \frac{1232 + 3234 + 2180}{(125 \cdot 3,6 + 121,5 \cdot 3,6) \cdot 0,8} = 1384 \text{ Kg/cm}^2, \text{ menor } 1400$$

La tensión que sale es menor de la admisible, por lo tanto vale la sección elegida (como se ha visto, la cortadura en este caso, es despreciable).

El pandeo del mástil por el peso propio, no se ha tenido en cuenta en el cálculo, debido a que salen unos valores despreciables.

Cálculo de los anclajes

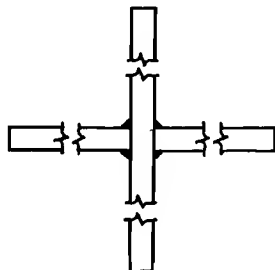
Como queda dicho en el ejemplo anterior, para este tipo de estructuras no se utilizan anclajes, normalmente. La solución es en estos casos, embutir el mástil de la bandera suficientemente, para poder absorber los esfuerzos de vuelco, y de compresión en el hormigón por el peso propio.

La profundidad de embutido en el fundamento, dependerá de las características de la bandera (dimensiones del paño de la bandera, altura del mástil, profundidad del fundamento, adherencia del hormigón, etc.) - En este caso, puesto que la profundidad del fundamento es de 3,5 metros y teniendo en cuenta las demás consideraciones, lo embutiremos 3 metros en el hormigón.

Cálculo de la soldadura en el mástil

La soldadura de unión de las tres chapas, para formar la asociación en forma de cruz de San Andrés (ver figura 314), se hará en toda su longitud.

Fig. 314

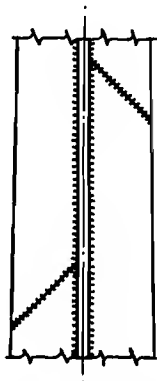


El espesor del cordón será en este caso (dado el grueso de la chapa), el siguiente :

$$a = 0,3 \cdot 36 = 10,8 \text{ mm}$$

Los empalmes de las chapas para formar la longitud de los 35 metros, se harán como queda dicho en el ejemplo anterior a 45° (ver figura 315). Para el bisel se utilizarán las normas que se dan en la página 131. Los empalmes de cada una de las chapas, no deberán coincidir a la misma altura del suelo, para evitar puntos débiles en el mástil.

Fig. 315

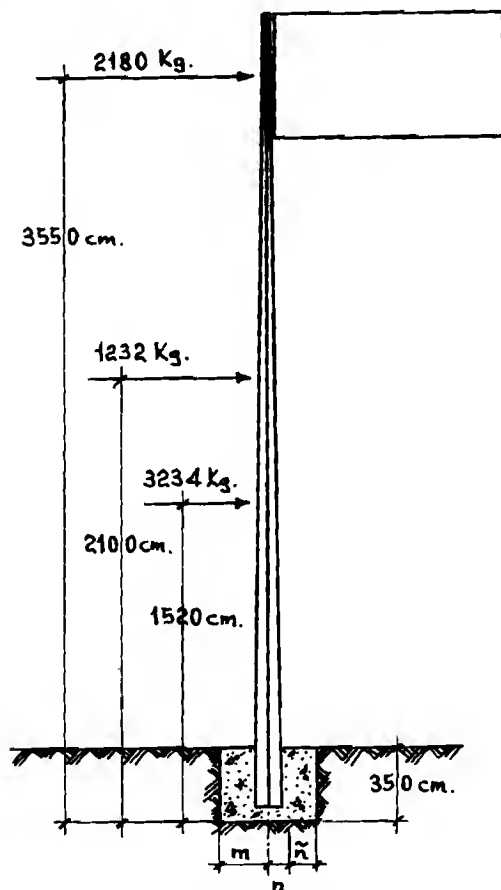


Cálculo del fundamento

Como queda dicho, la seguridad contra el vuelco será igual o mayor de 2,5. Por lo tanto, por tanteo se irán probando unos fundamentos, de diferentes medidas, hasta dar con el apropiado. Aquí probaremos un fundamento de 3,5 metros de altura, y longitud y anchura 4,5 metros.

Con ésto, el momento que se produce por el empuje del viento sobre el paño de la bandera y el mástil, será el siguiente (ver figura -- 316) :

Fig. 316



$$M_f = 2180 \cdot 3550 + 1232 \cdot 2100 + 3234 \cdot 1520 = 15241880 \text{ Kg om}$$

El peso del mástil, despreciando el paño de la bandera, las cuerdas, y dando el espesor de la chapa en cruz por los cordones de soldadura, será :

$$2 \cdot (2 \cdot 350 \cdot 0,36 \cdot 7,85) = 3956 \text{ Kg}$$

$$2 \cdot \left(\frac{350 \cdot 10,5}{2} \cdot 0,36 \cdot 7,85 \right) = 10385 \text{ Kg}$$

$$\text{Suma} = 14341 \text{ Kg}$$

Total aproximadamente 14000 Kg.

hora el peso del fundamento será : $4,5 \cdot 4,5 \cdot 3,5 \cdot 2200 = 155925$ Kg.

Por lo tanto, el peso del mástil más el del fundamento será :

$$P_0 = 14000 + 155925 = 169925 \text{ Kg}$$

El sitio de incidencia de las fuerzas verticales, desplazadas -
el empuje del viento, estará a una separación del eje del fundamen-
to :

$$n = \frac{M_f}{P_0} = \frac{15241880}{169925} = 89,7 \text{ cm} \approx 90 \text{ cm}$$

$$n = 225 - 90 = 135 \text{ cm} ; \quad m/3 = \frac{225}{3} = 75 \text{ cm}$$

Por lo tanto, "n" es mayor que $m/3$, y entonces utilizaremos pa-
hallar la presión máxima, que se produce debajo del fundamento, la -
mula siguiente :

$$x = \frac{2 \cdot P_0}{3 \cdot n \cdot b} = \frac{2 \cdot 169925}{3 \cdot 135 \cdot 450} = 1,8 \text{ Kg/cm}^2$$

luego vale pues es menor de 2 Kg/cm^2

La diferencia al vuelco no deberá ser inferior, según queda ya -
no, a 2,5.

$$\frac{M_v}{M_h} \geq 2,5$$

$$M_v = P_0 \cdot 225 = 169925 \cdot 225 = 38233125 \text{ Kg cm}$$

$$M_h = M_f = 12905000 \text{ Kg cm}$$

$$\frac{38233125}{12905000} = 2,9$$

Por lo tanto, la bandera es suficientemente resistente al vuelco.

Flecha del mástil

La flecha, en el ejemplo que nos ocupa, no es exagerada, por lo
no hará falta el aumentar el momento fleotor, como hicimos en el
plo anterior.

14

VIGAS CONTINUAS GERBER

INTRODUCCION

Estas vigas, normalmente se utilizan como correas en las naves - (por lo tanto, tendrán carga uniformemente repartida sobre toda la longitud de la viga). Se diferencian de las vigas continuas, en que tienen dispuestas unas articulaciones en determinados sitios, lo cual las convierte en estáticamente determinadas.

Como se dijo en el capítulo primero, estas vigas salen con perfiles mayores que las vigas continuas, debido a que la flecha en los vanos es superior a aquellas. De todas formas, aunque el perfil es algo mayor, tiene una gran ventaja sobre las vigas continuas, y ésta es la facilidad de montaje (también se puede prescindir de las juntas de dilatación, haciendo agujeros rasgados en las articulaciones).

Con el aumento de los salarios de los operarios, hoy en día es más beneficioso el aumentar el peso de las estructuras, el con ello se reducen las horas de trabajo. Naturalmente que estas vigas llevan una preparación en el taller, mayor que las vigas continuas, pero de todas formas comparando el tiempo de estas últimas, de bielsado, montaje y el soldado de unión en obra, es menor el tiempo empleado en las primeras.

Se hace constar aquí que estas vigas, en los vanos que llevan articulación, no se podrá poner unidas a ellas ningún arriostramiento de contra viento o similar.

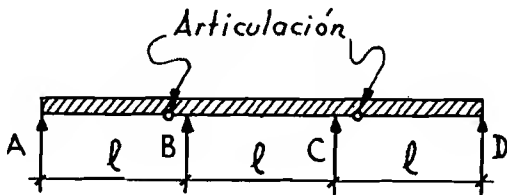
En esta clase de vigas hay dos tipos de ellas; las que tienen los vanos extremos a menor separación que los interiores (con lo cual se consigue que el perfil sea el mismo en toda su longitud), y las que tienen los apoyos a igual distancia.

VIGAS ARTICULADAS CON VANOS IGUALES

En una nave, la separación de las cerchas entre sí, es normalmente la misma para todas ellas (ver página 180).

El número de articulaciones en el tipo de vigas que se expondrá a continuación, es igual al número de apoyos interiores (ver figura 317). Como se ve en la figura, la viga o correa es de tres vanos (A - B, B - C y C - D), y hay dos soportes o apoyos interiores (B y C), por lo tanto según la norma dada, el número de articulaciones deberá ser de 2, cosa que se puede ver representado por los círculos en la figura.

Fig. 317



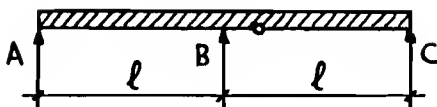
A continuación se irán poniendo soluciones para cada caso de vano, empezando desde 2 en adelante. Datos: q = carga uniformemente repartida en Kg por cm lineal; $l, l_1, l_2, l_3, l_4, l_5$ en cm. Desde dos vanos en adelante, para poder poner el mismo perfil en toda la longitud, hay que reforzar las vigas en los extremos.

Correas de dos vanos

Tipo de carga

Fig. 318

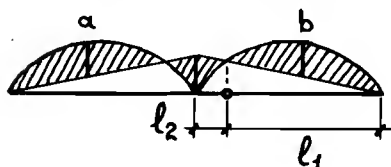
Fig. 318



Momentos flectores

Fig. 319

Fig. 319

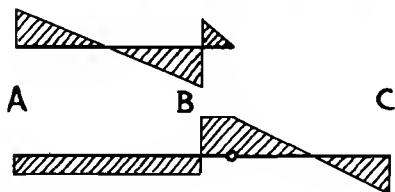


$$M_f_a = M_f_B = M_f_b = 0,0858 \cdot q \cdot l^2 \quad ; \quad l_2 = 0,1716 \cdot l \quad ; \quad l_1 = 0,8284 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes

Fig. 320

Fig. 320



$$Q_A = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{1}) \right]$$

$$Q_{Bder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

$$Q_{Bizq} = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{1}) \right] - q \cdot l_2$$

$$C = q \cdot \frac{l_1}{2}$$

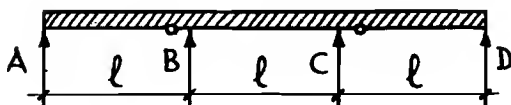
Flecha máxima

$$f_b = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} ; f_a = \frac{\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{1000} \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^3}{I} \cdot 4,92 - \left[\frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right) \cdot l^2}{9 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{l_2}{\sqrt{3}} \right]$$

Correas de tres vanos

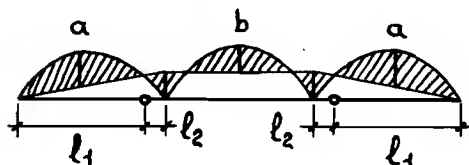
Tipo de carga - Disposición 1ª
Fig. 321

Fig. 321



Momentos flectores
Fig. 322

Fig. 322



$$Mf_a = 0,0957 \cdot q \cdot l^2 ; Mf_B = Mf_C = Mf_b = \frac{q \cdot l^2}{16}$$

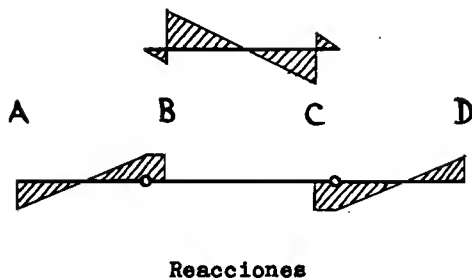
$$l_2 = 0,125 \cdot l = \frac{l}{8} ; l_1 = 0,875 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes
Fig. 323

$$Q_A = Q_D = q \cdot \frac{l_1}{2} ; Q_{Bder} = Q_{Cizq} = q \cdot \frac{l}{2}$$

$$Q_{B1zq} = Q_{Cder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

Fig. 323



Reacciones

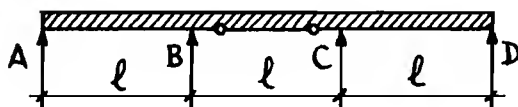
$$A = D = q \cdot \frac{l_1}{2} ; \quad B = C = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

Flecha máxima

$$f_a = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} ; \quad f_b = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \text{ aprox.}$$

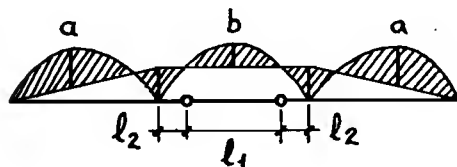
Tipo de carga - Disposición 2ª
Fig.324

Fig. 324



Momentos flectores
Fig.325

Fig. 325

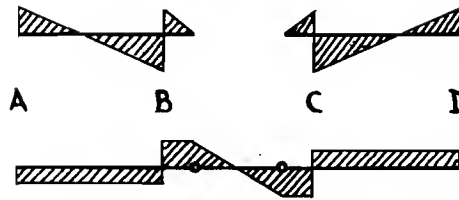


$$M_{f_a} = M_{f_B} = M_{f_C} = 0,0858 \cdot q \cdot l^2 ; \quad M_{f_b} = 0,0392 \cdot q \cdot l^2$$

$$l_2 = 0,22 \cdot l ; \quad l_1 = 0,56 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes
Fig. 326

Fig. 326



$$Q_A = Q_D = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{1}) \right]$$

$$Q_{Bder} = Q_{Cizq} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

$$Q_{Bizq} = Q_{Cder} = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{1}) \right] - q \cdot l_2$$

Reacciones

$$A = D = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{1}) \right] - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1}$$

$$B = C = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{1}) \right] + \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2})}{1} \cdot (1 + l_2)$$

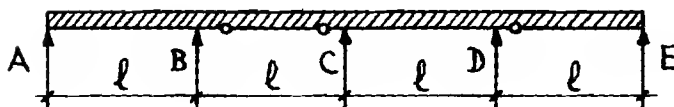
Flecha máxima

$$f_b = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} ; f_a = \frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{1000} \cdot (\frac{1}{100})^3 \cdot 4,48 - \left[\frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l^2}{9 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{l_2}{\sqrt{3}} \right]$$

Correas de cuatro vanos

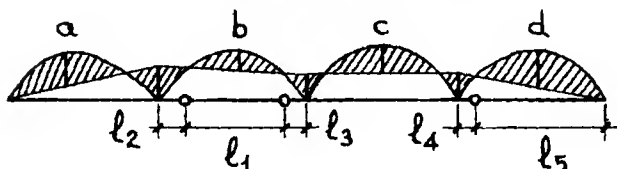
Tipo de carga - Disposición 1ª
Fig.327

g.327



Momentos flectores
Fig.328

g.328



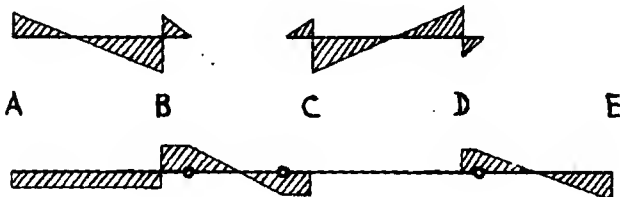
$$Mf_a = Mf_B = 0,0858 \cdot q \cdot l^2 ; Mf_b = 0,05111 \cdot q \cdot l^2$$

$$Mf_c = Mf_c = Mf_D = q \cdot \frac{l^2}{16} ; Mf_d = 0,09570 \cdot q \cdot l^2$$

$$l_2 = 0,2035 \cdot l ; l_3 = 0,157 \cdot l ; l_4 = 0,125 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes
Fig.329

g.329



$$Q_A = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{l}) \right]$$

$$Q_{Bder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

$$Q_{B1zq} = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{1}) \right] - q \cdot l_2$$

$$Q_{Cder} = Q_{D1zq} = q \cdot \frac{1}{2} \quad ; \quad Q_{C1zq} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3$$

$$Q_{Dder} = q \cdot \frac{l_5}{2} + q \cdot l_4 \quad ; \quad Q_E = q \cdot \frac{l_5}{2}$$

Reacciones

$$A = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{1}) \right] - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1}$$

$$B = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{1}) \right] + \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2})}{1} \cdot (1 + l_2)$$

$$C = q \cdot \frac{1}{2} + q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3 \quad ; \quad D = q \cdot \frac{1}{2} + q \cdot \frac{l_5}{2} + q \cdot l_4 \quad ; \quad E = q \cdot \frac{l_5}{2}$$

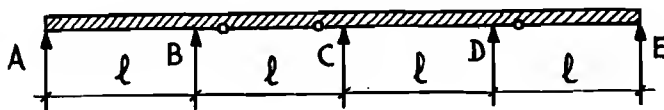
Flecha máxima

$$f_a = \frac{\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{1000} \cdot (\frac{1}{100})^3}{I} \cdot 4,67 - \left[\frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l^2}{9 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{l_2}{\sqrt{3}} \right]$$

$$f_b = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad ; \quad f_c = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \text{ aprox.} \quad ; \quad f_d = \frac{5 \cdot q \cdot l_5^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

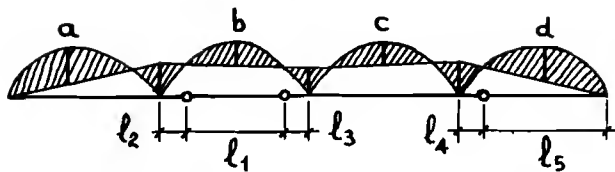
Tipo de carga - Disposición 2ª
(Mf_a = Mf_B = Mf_D = Mf_d) Fig.330

Fig.330



Momentos flectores
Fig. 331

g. 331



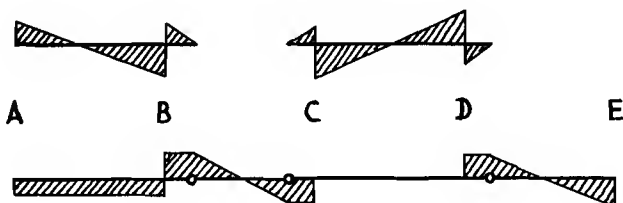
$$Mf_a = Mf_b = Mf_d = Mf_e = 0,0858 \cdot q \cdot l^2 ; Mf_c = \frac{l^2}{16} \cdot q$$

$$Mf_b = Mf_c = 0,05111 \cdot q \cdot l^2 ; l_2 = 0,2035 \cdot l ; l_3 = 0,157 \cdot l$$

$$l_4 = 0,1716 \cdot l ; l_1 = 0,6395 \cdot l ; l_5 = 0,8284 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes
Fig. 332

g. 332



$$= - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{l}) \right] ; Q_{Bder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

$$Q_{Bizq} = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{l}) \right] - q \cdot l_2$$

$$Q_{Cder} = Q_{Dizq} = q \cdot \frac{l}{2} ; Q_{Cizq} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3$$

$$Q_{Dder} = q \cdot \frac{l_5}{2} + q \cdot l_4 ; Q_E = q \cdot \frac{l_5}{2}$$

Reacciones

$$A = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l}\right) \right] - \frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right) \cdot l_2}{1}$$

$$B = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 + \frac{l_2}{l}\right) \right] + \frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right)}{1} \cdot (1 + l_2)$$

$$C = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3 \quad ; \quad D = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_5}{2} + q \cdot l_4 \quad ; \quad E = q \cdot \frac{l_5}{2}$$

Flecha máxima

$$f_a = \frac{\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{1000} \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^3}{I} \cdot 4,67 - \left[\frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right) \cdot l^2}{9 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{l_2}{\sqrt{3}} \right]$$

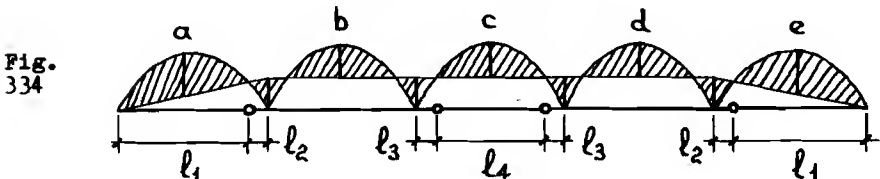
$$f_b = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad ; \quad f_c = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \text{ aprox.} \quad ; \quad f_d = \frac{5 \cdot q \cdot l_5^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Correas de cinco vanos

Tipo de carga - Disposición 1a
Fig.333



Momentos flectores Fig.334



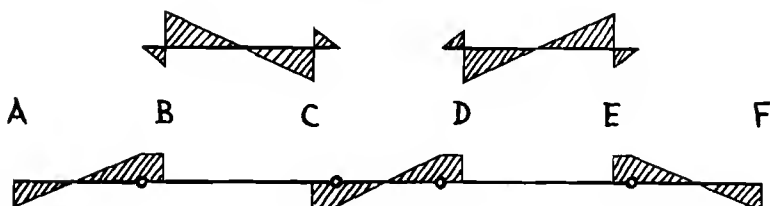
$$Mf_B = Mf_b = Mf_C = Mf_c = Mf_E = Mf_d = Mf_D = q \cdot \frac{l^2}{16}$$

$$Mf_a = Mf_e = 0,0957 \cdot q \cdot l^2 ; l_2 = 0,125 \cdot l ; l_3 = 0,1465 \cdot l$$

$$l_1 = 0,875 \cdot l ; l_4 = 0,707 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes
Fig.335

Fig.
335



$$Q_A = Q_F = q \cdot \frac{l_1}{2} ; Q_{Bder} = Q_{Eizq} = Q_{Cizq} = Q_{Dder} = q \cdot \frac{l}{2}$$

$$Q_{Bizq} = Q_{Eder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2 ; Q_{Cder} = Q_{Dizq} = q \cdot \frac{l_4}{2} + q \cdot l_3$$

Reacciones

$$A = F = q \cdot \frac{l_1}{2} ; B = E = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

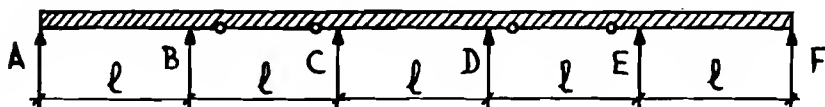
$$C = D = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_4}{2} + q \cdot l_3$$

Flecha máxima

$$f_a = f_e = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} ; f_b = f_d = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \text{ aprox. ; } f_c = \frac{5 \cdot q \cdot l_4^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

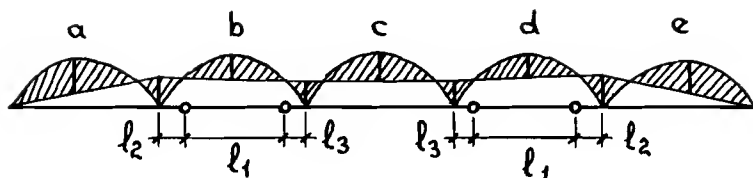
Tipo de carga - Disposición 2ª
Fig.336

Fig.
336



Momentos flectores
Fig. 337

Fig.
337



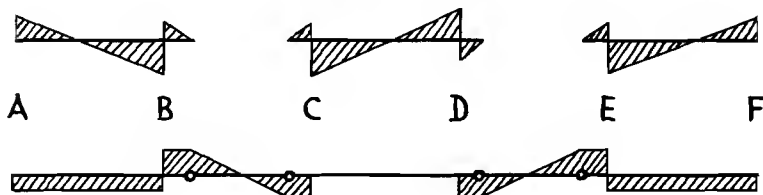
$$M_{fB} = M_{fE} = M_{fa} = M_{fe} = 0,0858 \cdot q \cdot l^2 ; \quad M_{fc} = M_{fd} = M_{fo} = q \cdot \frac{l^2}{16}$$

$$M_{fb} = M_{fd} = 0,05111 \cdot q \cdot l^2$$

$$l_2 = 0,2035 \cdot l ; \quad l_3 = 0,157 \cdot l ; \quad l_1 = 0,6395 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes
Fig. 338

Fig.
338



$$Q_A = Q_F = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{l}) \right]$$

$$Q_{Bder} = Q_{Eizq} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

$$Q_{Bizq} = Q_{Eder} = - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{l}) \right] - q \cdot l_2$$

$$Q_{Cder} = Q_{Dizq} = q \cdot \frac{l}{2} ; \quad Q_{Cizq} = Q_{Dder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3$$

$$A = F = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l}\right) \right] - \frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right) \cdot l_2}{1}$$

$$B = E = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 + \frac{l_2}{l}\right) \right] + \frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right)}{1} \cdot (1 + l_2)$$

$$C = D = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3$$

Flecha máxima

$$f_a = f_e = \frac{\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{1000} \cdot \left(\frac{l}{100}\right)^3}{I} \cdot 4,67 - \left[\frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right) \cdot l^2}{9 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{l_2}{\sqrt{3}} \right]$$

$$f_b = f_d = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad ; \quad f_e = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \quad \text{aprox.}$$

Correas de más de cinco vanos impares

Tipo de carga - Disposición 1ª
Fig. 339

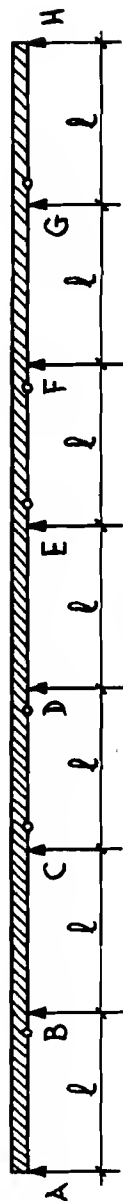


Fig. 339

Momentos flectores
Fig. 340

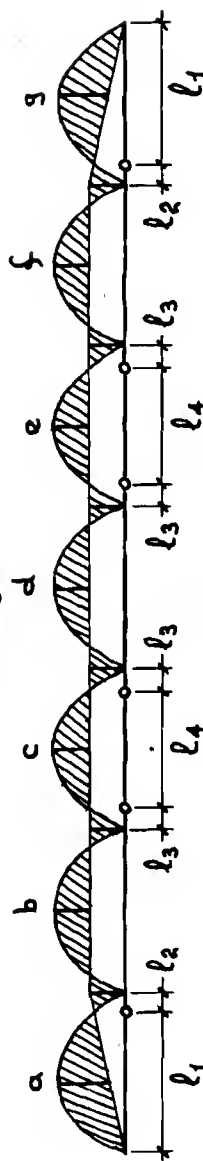


Fig. 340

$$M_f^B = M_f^C = M_f^D = M_f^E = M_f^F = M_f^G = M_f^H = M_f^I = M_f^J = M_f^K = M_f^L = M_f^M = M_f^N = M_f^O = M_f^P = M_f^Q = M_f^R = M_f^S = M_f^T = M_f^U = M_f^V = M_f^W = M_f^X = M_f^Y = M_f^Z = q \cdot \frac{l^2}{16}$$

$$M_f^A = M_f^H = 0,0957 \cdot q \cdot l^2 \quad ; \quad l_2 = 0,125 \cdot l \quad ; \quad l_3 = 0,1465 \cdot l$$

$$l_1 = 0,875 \cdot l \quad ; \quad l_4 = 0,707 \cdot l$$

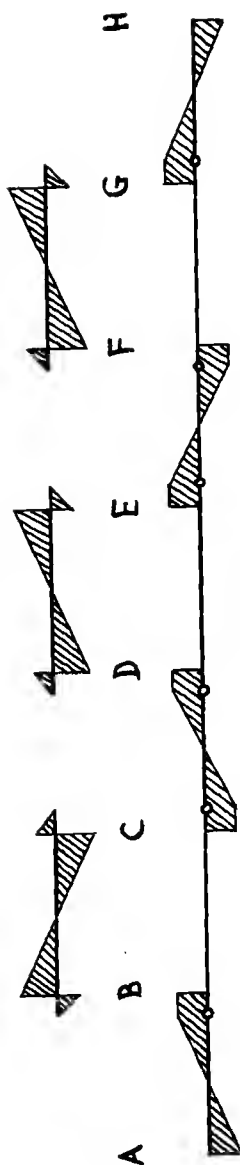


Fig. 341

$$Q_A = Q_H = q \cdot \frac{l_1}{2} ; Q_{Cder} = Q_{Eder} = Q_{Disq} = Q_{Fisq} = q \cdot \frac{l_4}{2} + q \cdot l_3$$

$$Q_{Bder} = Q_{Dder} = Q_{Fder} = Q_{Cisq} = Q_{Eisq} = q \cdot \frac{l_1}{2} ; Q_{Bisq} = Q_{Gder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

Reacciones

$$A = F = q \cdot \frac{l_1}{2} ; B = G = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2 ; C = D = E = F = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot \frac{l_4}{2} + q \cdot l_3$$

Flecha máxima

$$f_a = f_g = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} ; f_c = f_e = \frac{5 \cdot q \cdot l_4^4}{384 \cdot E \cdot I} ; f_b = f_d = f_f = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \text{ aprox.}$$

Tipo de carga - Disposición 2ª
Fig. 342

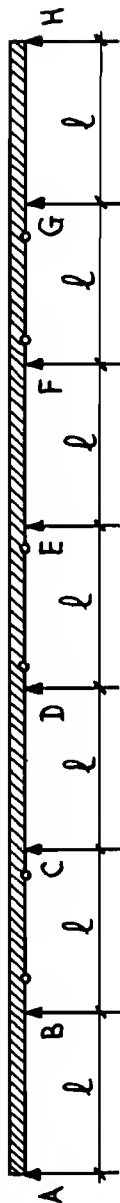


Fig. 342

Momentos flectores
Fig. 343

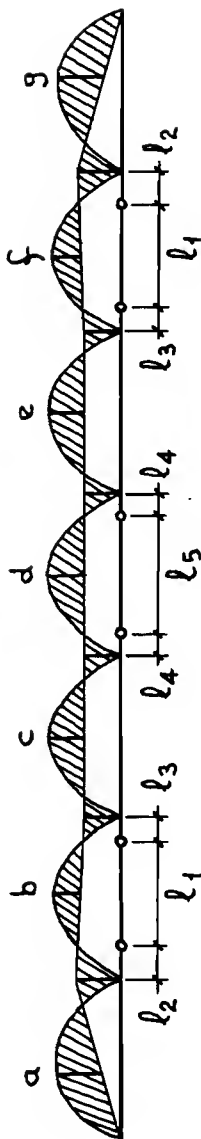


Fig. 343

$$M_f^C = M_f^B = M_f^D = M_f^E = M_f^F = M_f^G = M_f^H = q \cdot \frac{l^2}{16} ; M_f^B = M_f^F = 0,05111 \cdot q \cdot l^2$$

$$M_f^B = M_f^G = M_f^H = 0,0858 \cdot q \cdot l^2 ; l_2 = 0,2035 \cdot l ; l_3 = 0,157 \cdot l$$

$$l_4 = 0,1465 \cdot l ; l_1 = 0,6395 \cdot l ; l_5 = 0,707 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes
Fig. 344

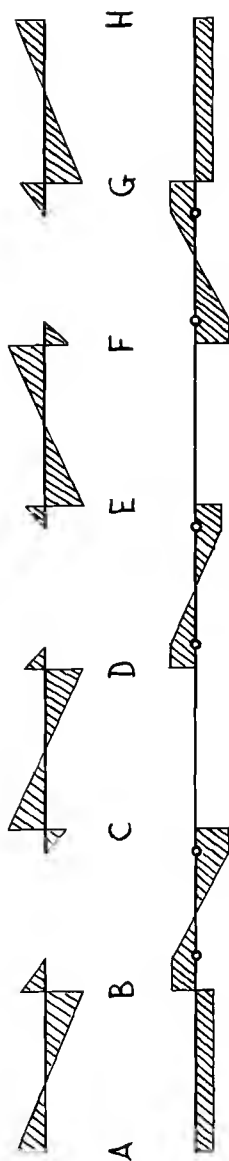


Fig. 344

$$Q_A = Q_H = -\frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{l} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l}\right) \right]; \quad Q_{Bder} = Q_{Gizq} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

$$Q_{Bizq} = Q_{Gder} = -\frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{l} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 + \frac{l_2}{l}\right) \right] - q \cdot l_2$$

$$Q_{Cder} = Q_{Dizq} = Q_{Fizq} = Q_{Eder} = q \cdot \frac{l}{2}; \quad Q_{Gizq} = Q_{Fder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3$$

$$Q_{Dder} = Q_{Eizq} = q \cdot \frac{l_5}{2} + q \cdot l_4$$

Reacciones

$$A = H = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 - \frac{l_2}{l}\right) \right] - \frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right) \cdot l_2}{l} ; \quad C = F = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3$$

$$B = G = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot \left(1 + \frac{l_2}{l}\right) \right] + \frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right)}{l} \cdot (l + l_2) ; \quad D = E = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_5}{2} + q \cdot l_4$$

Flecha máxima

$$f_a = f_g = \frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{1000} \cdot \frac{l}{100} \cdot \left(\frac{l}{l_2}\right)^3 - \left[\frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right) \cdot l^2}{9 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{l_2}{\sqrt{3}} \right] \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \text{ approx.}$$

$$f_b = f_f = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} ; \quad f_d = \frac{5 \cdot q \cdot l_5^4}{384 \cdot E \cdot I} ; \quad f_c = f_e = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

Correas de más de cinco vanos pares

Tipo de carga
Fig. 345

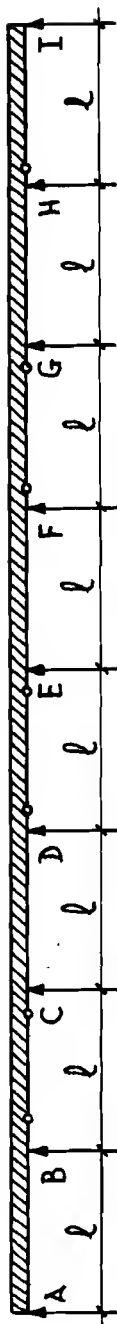


Fig. 346

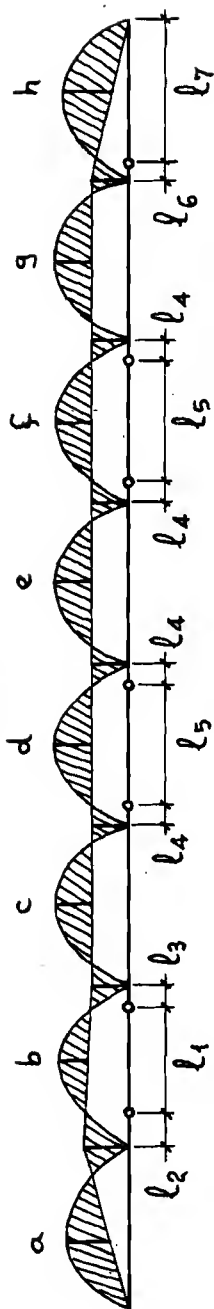


Fig. 346

$$M_f_B = M_f_a = 0,0858 \cdot q \cdot l^2 ; M_f_b = 0,05111 \cdot q \cdot l^2 ; M_f_h = 0,0957 \cdot q \cdot l^2$$

$$M_f_c = M_f_g = M_f_h = M_f_o = M_f_d = M_f_e = M_f_f = M_f_a = M_f_f = q \cdot \frac{l^2}{16}$$

$$l_2 = 0,2035 \cdot l ; l_3 = 0,157 \cdot l ; l_4 = 0,1465 \cdot l ; l_6 = 0,125 \cdot l ; l_1 = 0,6395 \cdot l$$

$$l_5 = 0,707 \cdot l ; l_7 = 0,875 \cdot l$$

Esfuerzos oortantes

Fig. 347

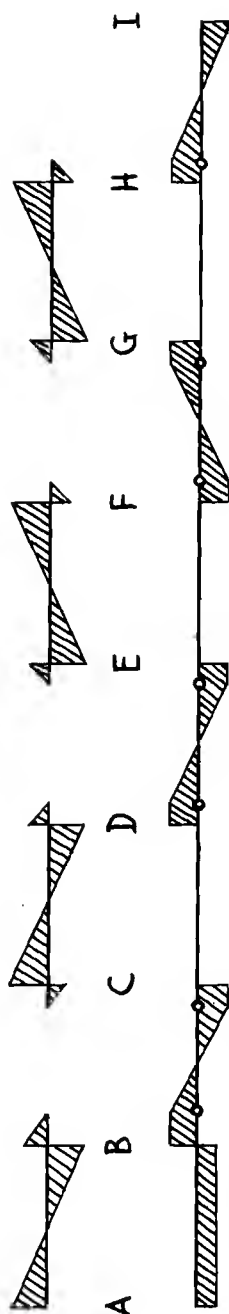


Fig. 347

$$Q_A = -\frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{l}) \right] ; \quad Q_{Bder} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2 ; \quad Q_{Cizq} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3$$

$$Q_{Bizq} = -\frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} + \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{l}) \right] - q \cdot l_2 ; \quad Q_{Hder} = q \cdot \frac{l_7}{2} + q \cdot l_6 ; \quad Q_{Iizq} = q \cdot \frac{l_7}{2}$$

$$Q_{Cder} = Q_{Dizq} = Q_{Fizq} = Q_{Eder} = Q_{Gder} = Q_{Hizq} = q \cdot \frac{l}{2} ; \quad Q_{Dder} = Q_{Eizq} = Q_{Fder} = Q_{Gizq} = q \cdot \frac{l_5}{2} + q \cdot l_4$$

Reacciones

$$A = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 - \frac{l_2}{l}) \right] - \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_2}{1} ; \quad B = \left[\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{2} \cdot (1 + \frac{l_2}{l}) \right] + \frac{(q \cdot \frac{l_1}{2})}{1}$$

$$I = q \cdot \frac{l_7}{2} ; \quad C = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_3 ; \quad D=E=F=G = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_5}{2} + q \cdot l_4 ; \quad H = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_7}{2} + q \cdot l_6$$

Flecha máxima

$$f_a = \frac{\frac{q \cdot l + q \cdot l_2}{1000} \cdot (\frac{l}{100})^3}{I} - 4,67 - \left[\frac{(q \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l^2}{9 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{l_2}{\sqrt{3}} \right] ; \quad f_b = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$f_d = f_f = \frac{5 \cdot q \cdot l_5^4}{384 \cdot E \cdot I} ; \quad f_o = f_e = f_g = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \text{ aprox.} ; \quad f_h = \frac{5 \cdot q \cdot l_7^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

VIGAS ARTICULADAS CON LOS VANOS EXTREMOS MENORES

Para poder poner el mismo perfil, sin reforzar las vigas extremas, hay que proyectar la nave, con los vanos extremos menores. De esta forma se consigue un momento flector menor, y por lo tanto, el perfil es el mismo que el de los vanos interiores.

A continuación se expondrán las fórmulas para saber a la separación que hay que dejar los vanos extremos. También se pondrán seguidamente la forma de cálculo de estos vanos de número impar.

Como en las vigas del tipo anterior, en éstas el número de articulaciones es igual al número de apoyos interiores (ver figura 317).

Fórmula para hallar las separaciones correctas de los vanos (ver figura 348) :

$$L = (n - 2) \cdot l + (2 \cdot 0,8535 \cdot l)$$

$$l = \frac{L}{n - 2 + 0,1465} \quad ; \quad l_4 = 0,8535 \cdot l$$

l = longitud de los vanos interiores

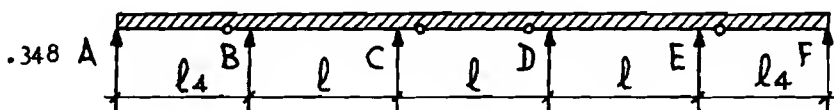
n = número de apoyos

L = longitud total entre apoyos extremos

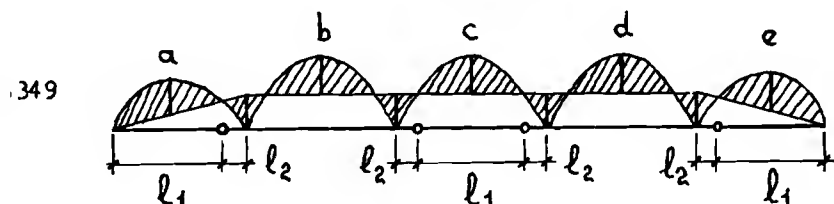
l_4 = vanos extremos

Correas de vanos impares

Tipo de carga
Fig.348



Momentos flectores
Fig.349



$$Mf_a = Mf_b = Mf_c = Mf_d = Mf_e = Mf_B = Mf_C = Mf_D = Mf_E = 0,0625 \cdot q \cdot l^2$$

$$l_1 = 0,707 \cdot l \quad ; \quad l_2 = 0,1465 \cdot l$$

Esfuerzos cortantes
Fig.350

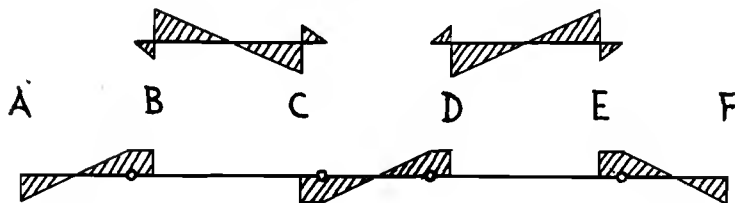


Fig.350

$$Q_A = Q_F = q \cdot \frac{l_1}{2} \quad ; \quad Q_{Bder} = Q_{E1zq} = Q_{C1zq} = Q_{Dder} = q \cdot \frac{l}{2}$$

$$Q_{B1zq} = Q_{Eder} = Q_{Cder} = Q_{D1zq} = q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

Reacciones

$$A = F = q \cdot \frac{l_1}{2} \quad ; \quad B = E = C = D = q \cdot \frac{l}{2} + q \cdot \frac{l_1}{2} + q \cdot l_2$$

Flecha máxima

$$f_a = f_c = f_e = \frac{5 \cdot q \cdot l_1^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad ; \quad f_b = f_d = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

REFUERZOS DE LOS TRAMOS EXTREMOS

Como los tramos extremos, tienen un momento flector y flecha mayor que los otros tramos, se dan a continuación unas normas para la longitud y situación del refuerzo que hay que poner. Como refuerzo se pondrá unas platabandas o perfiles soldados lateralmente, así como también unas platabandas de poco espesor en la parte superior e inferior de la viga (ver figuras 351 a 354).

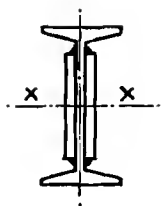


Fig. 351

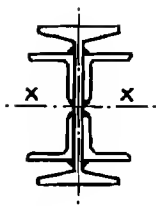


Fig. 352

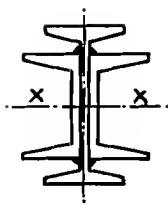


Fig. 353

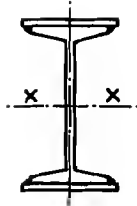


Fig. 354

Con respecto a la longitud y situación de los refuerzos se utilizarán las normas siguientes (ver figura 355) :

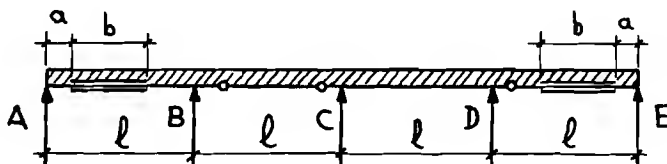


Fig. 355

$$a = 0,18 \cdot l \quad ; \quad b = 0,515 \cdot l$$

ARTICULACIONES

La articulación se podrá proyectar con las normas que se dan a continuación (ver figura 356) :

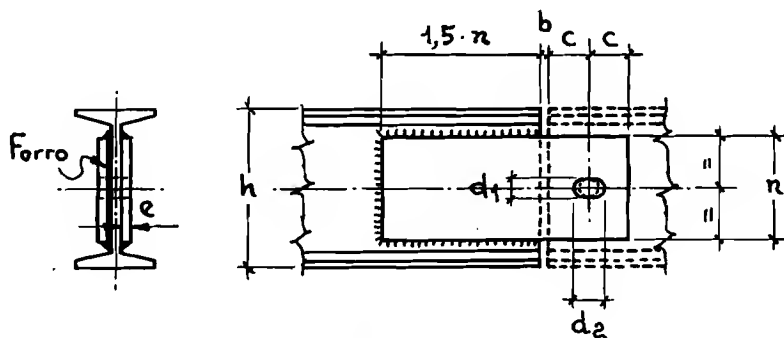


Fig. 356

El alma de la viga llevará un agujero redondo, de diámetro d_1 , y chapas de articulación un agujero rasgado.

$n = 0,7 \cdot h$; $o = 2,5 \cdot d$; $d_1 = d + 1 \text{ mm}$; $d_2 = d + \text{dilatación}$

$b = \text{dilatación} + 5 \text{ mm}$; $a = \text{espesor del cordón de soldadura}$

$d = \text{diámetro del tornillo}$

Por la tabla 42 se podrá obtener los datos, de espesores de las chapas de la articulación, el espesor del cordón de soldadura, y la carga que puede soportar la articulación con diferentes tornillos. Los tornillos deberán de tener un pasador, para evitar que con el tiempo se caiga la tueroa. Tornillos acero F-114.

Tabla 42

I. PN.	8	10	12	14	16	18	20
"e" mm	5	6	6	7	7	8	9
"a" mm	2,5	3	3,5	3,5	4	4,5	5
8	560	640	---	---	---	---	---
10	700	800	900	1000	---	---	---
12	840	970	1100	1200	1350	1450	---
16	1100	1250	1450	1600	1800	1950	2150
20	---	1600	1800	2000	2250	2450	2700
22	---	---	2000	2200	2450	2700	2900
24	---	---	---	2400	2700	2950	3200
27	---	---	---	---	3000	3300	3600
30	---	---	---	---	3300	3700	4000
33	---	---	---	---	---	4000	4400
36	---	---	---	---	---	---	4800
39	---	---	---	---	---	---	5200
"d" Tornillo M	Carga que soporta en Kg						

Para permitir un buen juego, se pondrá un forro de una chapa de 1 mm, debajo de una de las chapas de la articulación (antes de soldarla).

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA ARTICULADA GERBER

Para comprobar la diferencia que hay entre las vigas continuas y las articuladas Gerber, calcularemos las vigas del ejemplo de la página 180.

Como se ve, la nave tiene en el centro una junta de dilatación, la cual como queda dicho al principio se puede prescindir de ella. Para mantener la misma luz en los vanos, acortaremos la nave en 600 mm, con lo cual se puede hacer una comparación. Por lo tanto tendremos una nave con 12 vanos de luz de 6500 mm.

Tipo de carga

En la figura 357 está representado la colocación de las articulaciones en su vano correspondiente, según las normas dadas anteriormente.

Momentos flectores

La figura 358 muestra gráficamente los momentos flectores en toda la viga. A continuación se calcularán los momentos flectores, con las fórmulas que se han expuesto, en su apartado correspondiente al número de vanos. Datos ; $l_2 = 0,2035 \cdot 650 = 132$; $l_3 = 0,157 \cdot 650 = 102$

$$l_4 = 0,1465 \cdot 650 = 95 ; l_6 = 0,125 \cdot 650 = 81 ; l_1 = 0,6395 \cdot 650 = 415$$

$$l_5 = 0,707 \cdot 650 = 459 ; l_7 = 0,875 \cdot 650 = 568 ; q = 1,12 \text{ Kg por centímetro lineal.}$$

$$Mf_B = Mf_a = 0,0858 \cdot 1,12 \cdot 650^2 = 40600 \text{ Kg cm}$$

$$Mf_b = 0,05111 \cdot 1,12 \cdot 650^2 = 24185 \text{ Kg cm}$$

$$Mf_1 = 0,0957 \cdot 1,12 \cdot 650^2 = 45285 \text{ Kg cm}$$

$$Mf \text{ resto} = 1,12 \cdot \frac{650^2}{16} = 29575 \text{ Kg cm}$$

Cálculo del perfil

Para los tramos interiores necesitamos un perfil con el momento-resistente siguiente :

$$R_x = \frac{29575}{1200} = 24,6 \text{ cm}^3$$

Con este momento resistente si miramos en la tabla de la página 13, veremos que con una I PN 10 tenemos suficiente, ya que ésta tiene - 34,2 cm³. Ahora miraremos la flecha :

$$\text{flecha admisible} = \frac{1}{300} \cdot \frac{650}{300} = 2,1 \text{ cm}$$

$$f_o = 0,00521 \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = 0,00521 \cdot \frac{1,12 \cdot 650^4}{2100000 \cdot 171} = 2,9 \text{ cm}$$

Luego ya vemos que no se puede poner el mismo perfil que con las vigas continuas (ver página 182), por lo tanto probaremos con la viga - PN 12 ($I_x = 328 \text{ cm}^4$).

$$f_o = 0,00521 \cdot \frac{1,12 \cdot 650^4}{2100000 \cdot 328} = 1,5 \text{ cm}$$

Tipo de carga
Fig. 357

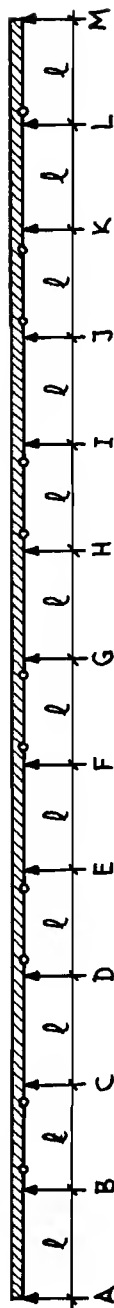


Fig. 357

Momentos flectores
Fig. 358

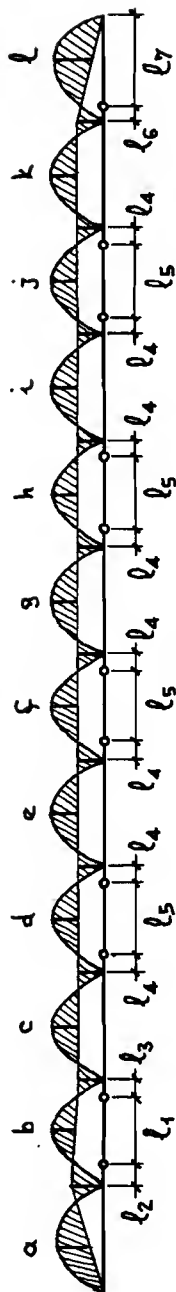


Fig. 358

Esfuerzos cortantes
Fig. 359

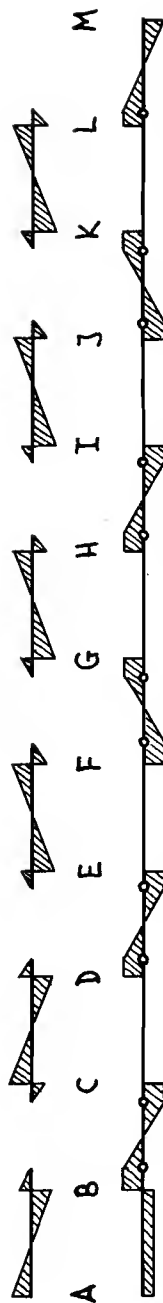


Fig. 359

por lo tanto, con esta viga si es admisible la flecha.

Para el tramo L - M de la viga, necesitaremos el momento resistente siguiente :

$$R_x = \frac{45285}{1200} = 37,8 \text{ cm}^3$$

Como la doble te de 12 tiene un momento resistente de 54,7 cm³, la viga es admisible, con respecto al momento resistente. La flecha para esta viga será :

$$f_1 = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 1,12 \cdot 568^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 328} = 2,6 \text{ cm}$$

$$\text{y la admisible es} = \frac{568}{300} = 1,9 \text{ cm}$$

Por lo tanto no es admisible, y habrá que reforzar el perfil. Para ello pondremos una U.PN.8 a cada lado según se indica en la figura 353. Con este refuerzo tendremos un momento de inercia de (la suma de el de las tres vigas), 328 + 106 + 106 = 540 cm⁴. Comprobaremos ahora nuevamente, si con estos refuerzos es admisible la flecha.

$$f_1 = \frac{5 \cdot 1,12 \cdot 568^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 540} = 1,5 \text{ cm}$$

Por lo tanto con este refuerzo si es admisible la viga. La longitud y situación del refuerzo, se tomará según se indica en la figura 355.

El tramo A - B, como tiene un momento flector menor que el anterior que se calculó L - M, sabemos que resiste perfectamente. Lo que es diferente es la flecha, por lo tanto habrá que comprobar si vale sin refuerzo.

$$f_a = \frac{\frac{q \cdot l_1 + q \cdot l_2}{1000} \cdot \left(\frac{1}{100}\right)^3}{I} \cdot 4,67 - \left[\frac{\left(q \cdot \frac{l_1}{2}\right) \cdot l_1^2}{9 \cdot E \cdot I} \cdot \frac{l_2}{\sqrt{3}} \right] =$$

$$= \frac{\frac{1,12 \cdot 650 + 1,12 \cdot 132}{1000} \cdot \left(\frac{650}{100}\right)^3}{328} \cdot 4,67 - \left[\frac{\left(1,12 \cdot \frac{415}{2}\right) \cdot 650^2}{9 \cdot 2100000 \cdot 328} \cdot \frac{132}{1,73} \right] = 1,9 \text{ cm}$$

$$\text{y la flecha admisible es} = \frac{650}{300} = 2,1 \text{ cm}$$

Por lo tanto, como la flecha que da la viga es menor de la admisible, aquí no hace falta poner refuerzo.

Para las articulaciones se tomará el valor máximo del esfuerzo cortante, y luego se tomará el tornillo adecuado, de la tabla 42. Aquí el esfuerzo cortante máximo en la articulación es el siguiente :

$$Q_{\max} = q \cdot \frac{17}{2} = 1,12 \cdot \frac{568}{2} = 318 \text{ Kg}$$

Por lo tanto vemos que el tornillo adecuado es el de M 10. Las medidas de las chapas y su colocación, se tomarán según se indica en la figura 356.

Tanto la tensión cortante (ver página 33), como la tensión transversal (ver página 57), son ampliamente admisibles, con lo cual queda terminado el cálculo de estas vigas articuladas.

15 **VIGAS CALADAS**

INTRODUCCION

Las vigas caladas están confeccionadas normalmente, con perfiles laminados. Para su construcción se tomará el perfil laminado adecuado - en el caso, y se dividirá éste en dos partes, las cuales se soldarán nuevamente.

Con las vigas caladas, el beneficio que se obtiene, es más bien técnico que económico, ya que aunque se reduce el peso, el trabajo de soldadura reestán mucho el ahorro obtenido.

Las vigas caladas que se van a explicar aquí son diferentes de las normales, con las cuales hay que emplear fórmulas de cálculo especiales. Lo tanto con estas vigas, se podrán utilizar las fórmulas normales, ya que pueden soportar cargas concentradas superiores a las de otro tipo de calado.

En la figura 360 se puede ver el corte que hay que dar al perfil laminado, para hacer dos mitades. Estas dos mitades se unirán luego soldadas, como se indica en la figura 361.

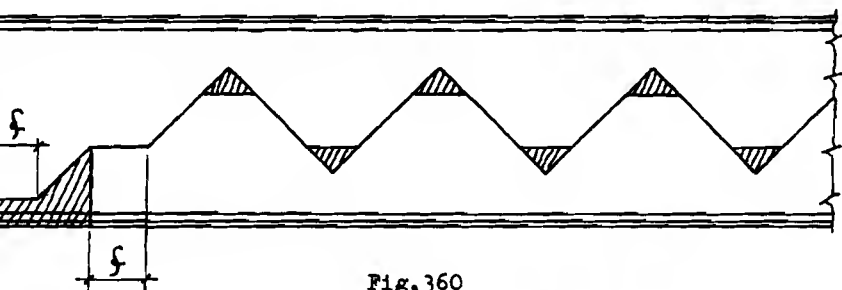


Fig. 360

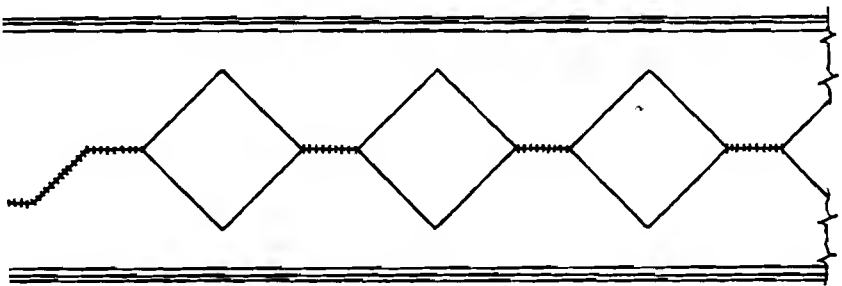


Fig. 361

La medida "f" tendrá la dimensión adecuada, según la longitud de la viga y el apoyo que se le tenga que poner. La parte rayada de la figura 360 es el sobrante.

El corte del perfil laminado para hacer las vigas caladas, se debe hacer con soplete oxiacetilénico, bien sea manual o con máquina, prefiriéndose este último, ya que los cortes salen más exactos.

DIMENSIONES DE CALADO

A continuación se dan las dimensiones de corte, para las vigas - caladas. Con estas normas se podrá hacer el trazado del calado, en los perfiles laminados doble tes normales. El final (apoyo, ver medida "f" de la figura 360), podrá ser mayor o menor, en los casos en que convenga - situar los agujeros de calado en un sitio determinado, o según la longitud de la viga. El ángulo que se ha tomado es de 45° , por ser el adecuado en este tipo de vigas caladas. Todas las medidas están referidas a la altura "h", del perfil elegido antes de cortarlo (ver figura 362).

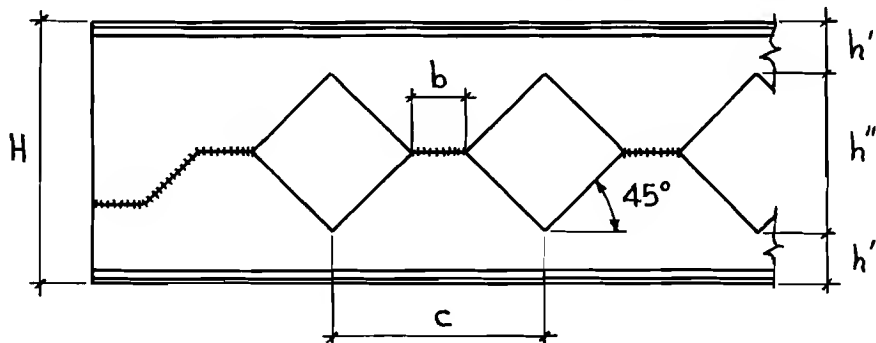


Fig. 362

$$H = h/4 \cdot 5 \quad ; \quad b = h/4 \quad ; \quad h' = h/4 \quad ; \quad h'' = h/4 \cdot 3 \quad ; \quad c = h$$

CALCULO DE LAS VIGAS

Como se ha dicho anteriormente, este tipo de vigas caladas, se calculan con las fórmulas normales de las vigas. En la tabla 43 se dan los datos necesarios del momento resistente, el momento de inercia, la sección de los cordones inferior y superior, la situación del eje de gravedad del cordón superior e inferior, y la altura total H de la viga calada (ver figura 363).

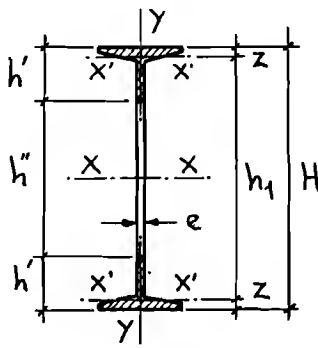


Fig. 363

A continuación se pondrán dos ejemplos, uno de una viga simple-

mente apoyada con carga concentrada, y el otro una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida. Repasando estos dos ejemplos, ya se podrán calcular todas las demás variantes, con este tipo de vigas caladas.

En las vigas con cargas concentradas grandes, donde haga falta - colocar unos rigidizadores, para trasladar la carga al ala inferior, se colocará dicha carga entre dos calados como se indica en la figura 368.

TABLA 43

I.P.N.	H	h'	h ₁	z	S _{h'}	R _{x'x'}	I _{x'x'}	I _{xx}	R _{xx}
cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ⁴	cm ³
16	20,0	4	18,2	0,90	8,95	2,6	8,1	1498,2	149,8
18	22,5	4,5	20,4	1,01	10,91	3,61	12,6	2295,2	204,0
20	25,0	5	22,7	1,12	13,07	4,62	17,9	3429,2	274,3
24	30,0	6	27,3	1,34	17,97	8,08	37,7	6771,8	451,5
28	35,0	7	31,8	1,58	23,62	12,68	68,7	12080	690,2
32	40,0	8	36,3	1,83	29,87	18,93	116,8	19913	995,6
36	45,0	9	40,8	2,09	37,05	26,98	186,5	31210	1387
40	50,0	10	45,3	2,33	44,77	36,74	281,9	46499	1859

1^{er} EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA CALADA

A continuación se calculará una viga calada, con carga concentrada en el centro de la viga, y simplemente apoyada. La carga concentrada será de 25200 Kg, la tensión de trabajo 1400 Kg/cm², y la separación entre apoyos de 400 cm.

Tipo de carga

Fig.364

$$P = 25200 \text{ kg.}$$

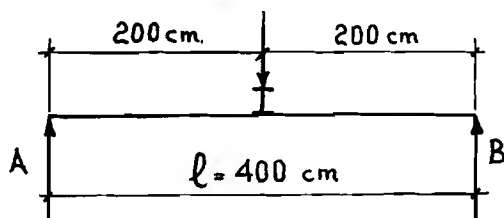


Fig.364

$$M_{\max}^f = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{25200 \cdot 400}{4} = 2520000 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzos cortantes

Fig.365

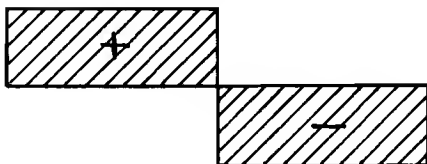


Fig.365

$$Q_A = \frac{P}{2} = \frac{25200}{2} = 12600 \text{ Kg} ; Q_P = R_A - P = 12600 - 25200 = -12600 \text{ Kg}$$

Tensión de trabajo

Escogeremos la viga calada de I.PN.40 . Esta viga oalada tiene los siguientes datos, según las normas que se dieron de calado, y la tabla 43 (ver figura 366);

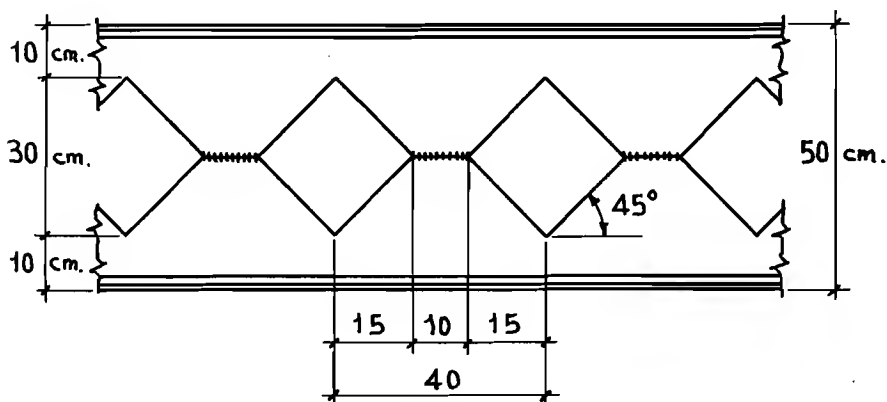


Fig.366

$$R_{xx} = 1859 \text{ cm}^3$$

Con estos datos hallaremos la tensión de trabajo, de esta viga calada, que será :

$$T_{\text{trab}} = \frac{M_f}{R_{x \ x}} = \frac{2520000}{1859} = 1355 \text{ Kg cm}$$

Esta es la tensión de trabajo por la carga concentrada, ahora se tendrá también que hallar, la tensión de trabajo debido al peso propio de la viga, que será :

Peso del perfil I.PN.40 = 92,6 Kg por metro

$$C' = 92,6 \cdot 4 = 370,4 \text{ Kg}$$

$$M_f' = \frac{C' \cdot l}{8} = \frac{370,4 \cdot 400}{8} = 18520 \text{ Kg cm}$$

$$T'_{\text{trab}} = \frac{M_f'}{R_{xx}} = \frac{18520}{1859} = 9,9 \approx 10 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión de trabajo de la viga calada, será por lo tanto:

$$T_{to} = 1355 + 10 = 1365 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto como es inferior a 1400 Kg/cm^2 , es admisible.

Tensión cortante

Como calculamos anteriormente (ver figura 365), el esfuerzo cortante es de 12600 Kg. La sección de un cordón es según la tabla 43, de $44,77 \text{ cm}^2$. Los dos cordones serán por lo tanto $44,77 \cdot 2 = 89,54 \text{ cm}^2$. Con estos datos, tendremos la tensión cortante siguiente :

$$T_{\text{cor}} = \frac{Q}{S} = \frac{12600}{89} = 141 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, admisible.

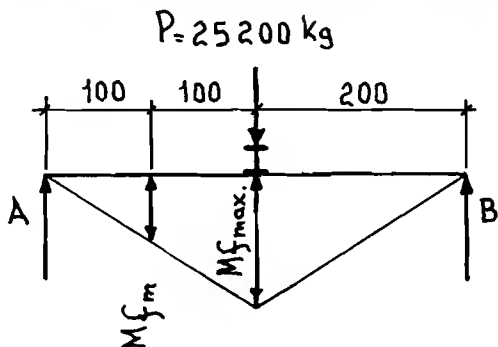
Pandeo del cordón superior de la viga

Ahora habrá que comprobar si resiste a pandeo el cordón superior (ver página 50). En este caso el valor medio del momento flector será - (ver figura 367) :

$$M_{f_m} = \frac{M_{f_{\text{max}}}}{2} = \frac{2520000}{2} = 1260000 \text{ Kg cm}$$

Despreciando el momento flector medio, producido por el peso propio de la viga, ya que es muy pequeño, relativamente.

Fig. 367



El momento estático del cordón superior será :

$$M_e = S \cdot \frac{h_1}{2} = 44,77 \cdot \frac{45,3}{2} = 1014 \text{ cm}^3$$

Para hallar el radio de giro del eje $y - y$ del cordón superior se procederá como se indica a continuación. En la tabla de la página 13 se tomará el momento de inercia de toda la viga, referido al eje $y - y$, que es en este caso 1160 cm^4 . La mitad de la viga, partida por el eje del alma tendrá un momento de inercia de $1160 : 2 = 580 \text{ cm}^4$. Ahora habrá que restarle a este momento, el momento de inercia del trozo de alma que falta en el cordón superior, para hacer la media viga. El momento de inercia de este trozo, será sabiendo que el alma tiene un espesor de 1,44 cm el siguiente :

$$I = \frac{10 \cdot 1,44^3}{12} = 24 \text{ cm}^4$$

La altura 10 cm sale de $(40 : 2) - h'$

A continuación restaremos este momento de inercia de este trozo del alma, al de la mitad de la viga $I_{PN.40}$, que será $580 - 24 = 556 \text{ cm}^4$. Este será por lo tanto, el momento de inercia del cordón superior, referido al eje $y - y$. La sección del cordón superior se podrá sacar de la tabla 43, y entonces el radio de giro del eje $y - y$ del cordón superior será :

$$i_y = \sqrt{\frac{556}{44,7}} = 3,5 \text{ cm}$$

La esbeltez del cordón superior es por lo tanto :

$$\lambda = \frac{l : 2}{i_y} = \frac{200}{3,5} = 57$$

El módulo de la esbeltez de 57 será (ver página 226) :

$$\omega = 1,27$$

El esfuerzo de compresión en el cordón superior es :

$$P_o = \frac{M_{f_m}}{I_{viga}} \cdot M_e = \frac{1260000}{46499} \cdot 1014 = 27378 \text{ Kg}$$

Con todo esto hallaremos, a la tensión que trabaja a pandeo el cordón superior, que será :

$$T_{\text{trab}} = \frac{P_o \cdot \omega}{S} = \frac{27378 \cdot 1,27}{44} = 790 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se ve, es menor que la tensión de trabajo admisible, y vale por lo tanto a pandeo, el cordón superior de la viga calada.

F l e c h a

Ahora tendremos que hallar la flecha que se produce en la viga, por la carga concentrada y la del peso propio.

Flecha por carga concentrada

$$f = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{25200 \cdot 400^3}{48 \cdot 2100000 \cdot 46499} = 0,73 \text{ cm}$$

Como ha salido una flecha muy pequeña, la flecha por el peso propio será despreciable. La flecha admisible sería $400:200 = 2 \text{ cm}$, luego la flecha es ampliamente aceptable.

Soldadura

Para hallar la tensión de trabajo de la soldadura tenemos los datos siguientes :

$a = 40 \text{ cm}$; $e = 1,44 \text{ cm}$; $Q = 12600 \text{ Kg}$; $h_1 = 45,3 \text{ cm}$; $b = 10 \text{ cm}$

Con estos datos podremos calcular la tensión de trabajo de la soldadura, que será :

$$T_{\text{sold}} = \frac{Q \cdot c}{b \cdot h_1 \cdot e} = \frac{12600 \cdot 40}{10 \cdot 45,3 \cdot 1,44} = 772 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión admisible en los cordones a tope (ver pagina 133), es de 910 Kg/cm² para este caso, por lo tanto admisible (hemos despreciado aquí para el cálculo, el esfuerzo cortante producido por el peso propio de la viga, ya que es muy pequeño).

Cálculo del rigidizador

Como se dijo al principio, en las cargas concentradas habrá que poner unos rigidizadores, que transmitan la carga al ala inferior. En este caso tenemos un alma de 10 cm · 1,4 cm, y pondremos 2 chapas soldadas de 2 cm de espesor y 6,9 cm de anchura (ver figura 368).

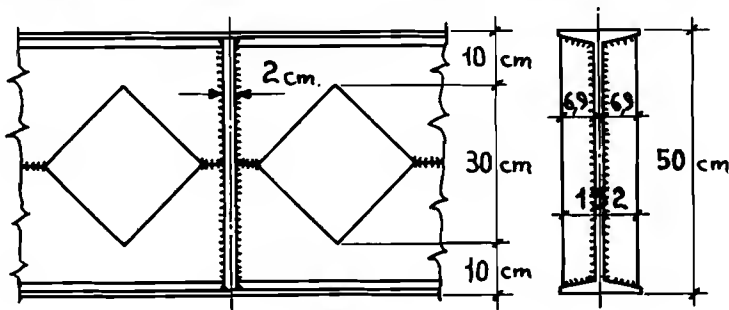


Fig. 368

Momento de inercia de los rigidizadores :

$$I = \frac{2 \cdot 15,2^3}{12} = 585,3 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia del trozo de alma :

$$I' = \frac{8 \cdot 1,44^3}{12} = 2,0 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia total :

$$I_{to} = 585,3 + 2 = 587,3 \text{ cm}^4$$

Sección del rigidizador y la parte del alma que también trabaja :

$$S = 15,2 \cdot 2 + 1,44 \cdot 8 = 42 \text{ cm}^2$$

Radio de giro de la sección :

$$i_y = \sqrt{\frac{587,3}{42}} = 3,7 \text{ cm}$$

Esbeltez de la sección :

$$\lambda = \frac{46}{3,7} = 12,4$$

Como la esbeltez es menor de 20 (ver página 226) , no hay pandeo, por lo tanto solo hay compresión y tendremos la siguiente tensión de trabajo :

$$T_{\text{trab}} = \frac{P}{S} = \frac{25200}{42} = 600 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto es admisible, y vale el rigidizador con las dimensiones que se le han dado.

2º EJEMPLO DE CALCULO DE UNA VIGA CALADA

En este 2º ejemplo, calcularemos una viga, con carga uniformemente repartida (más de 4 cargas concentradas, ver página 36), y simplemente apoyada. La separación entre apoyos será de 800cm, la carga uniformemente repartida 25200 Kg, y la tensión de trabajo 1400 Kg/cm².

Tipo de carga

Fig.369

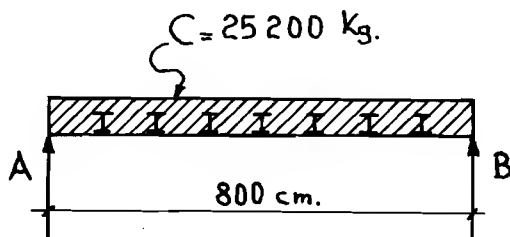


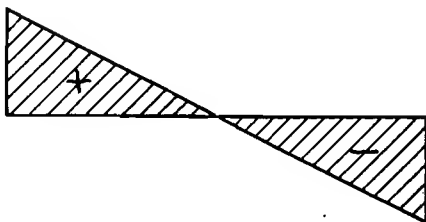
Fig.369

$$M_{\max}^f = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{25200 \cdot 800}{8} = 2520000 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzos cortantes

Fig.370

Fig.370



$$Q_A = R_A = \frac{C}{2} = \frac{25200}{2} = 12600 \text{ Kg}$$

Tensión de trabajo

Como se ve por lo anteriormente expuesto, con la separación entre apoyos de 800 cm y la carga uniformemente repartida de 25200 Kg, nos sale el mismo momento flector, y el mismo esfuerzo cortante, que hay en el ejemplo anterior. Por lo tanto, tomaremos también la viga calada del perfil I.PN.40. Los datos de calado y alturas se podrán tomar de la figura 366.

La tensión de trabajo total, por la carga uniformemente repartida de 25200 Kg (C), y el peso propio de la viga ($C' = 92,6 \cdot 8 = 740,8$) será :

$$T_{\text{trab}} = \frac{\frac{C \cdot l}{8} + \frac{C' \cdot l}{8}}{R_{xx}} = \frac{2520000 + \frac{740,8 \cdot 800}{8}}{1859} = 1395 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto todavía admisible.

Tensión cortante

La tensión cortante será en este caso, conociendo que la sección de los dos cordones es de 89,54 cm², y el peso de la viga ≈ 740 Kg, el siguiente :

$$T_{\text{cor}} = \frac{12600 + \frac{740}{2}}{89} = 143 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, es relativamente pequeña.

Pandeo del cordón superior

La resistencia a pandeo del cordón superior, será aquí superior - al ejemplo anterior. La viga va sujeta en siete partes de su longitud - apoyan en este caso particular viguetas), y el momento flector medio - se toma el máximo, ya que es muy aproximado (ver figura 371).

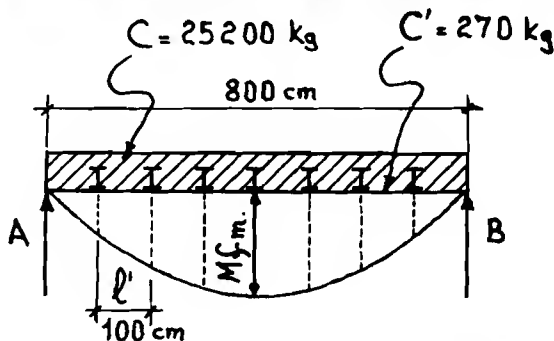


Fig.371

$$Mf_m = 2520000 + 74080 = 2594080 \text{ Kg cm}$$

El momento estático del cordón superior, según hallamos anteriormente es :

$$Ms = S \cdot \frac{h_1}{2} = 44,77 \cdot \frac{45,3}{2} = 1014 \text{ cm}^3$$

El momento de inercia del cordón superior, según hallamos anteriormente, era de 556 cm⁴. Por lo tanto, el radio de giro será :

$$i_y = \sqrt{\frac{556}{44,7}} = 3,5 \text{ cm}$$

Ahora la esbeltez del cordón superior será en este ejemplo, la siguiente :

$$\lambda = \frac{l'}{i_y} = \frac{100}{3,5} = 28$$

El módulo de la esbeltez (ver página 226) será :

$$\omega = 1,07$$

Esfuerzo de compresión en el cordón superior :

$$P_c = \frac{M_f}{I_{viga}} \cdot M_e = \frac{2594080}{46499} \cdot 1014 = 56479 \text{ Kg}$$

Ahora se hallará, la tensión a que trabaja el cordón superior a pandeo, que será :

$$T_{\text{trab}} = \frac{P_c \cdot (a)}{S} = \frac{56479 \cdot 1,07}{44} = 1373 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto es todavía admisible, y vale el cordón superior, trabajando a pandeo.

F l e c h a

La flecha que se produce en la viga, deberá ser igual o inferior a la admisible. La flecha admisible es la siguiente (ver página 28) :

$$f = \frac{l}{300} = \frac{800}{300} = 2,6 \text{ cm}$$

La flecha que se produce por las cargas uniformemente repartidas, será :

$$f = \frac{5 \cdot C'' \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot (25200 + 740) \cdot 800^3}{384 \cdot 2100000 \cdot 46499} = 1,78 \text{ cm}$$

Luego sale menor que 2,6 cm que es la admisible, y por lo tanto vale la flecha que da la viga.

Soldadura

El cálculo de la soldadura, sin despreciar el esfuerzo cortante producido por el peso propio de la viga ($740 : 2 = 370 \text{ Kg}$), será el siguiente :

$$T_{\text{sold}} = \frac{(Q + Q') \cdot C}{b \cdot h_1 \cdot e} = \frac{(12600 + 370) \cdot 40}{10 \cdot 45,3 \cdot 1,44} = 795 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto es válido, ya que la tensión admisible en los cordones a tope (ver página 133), es de 910 Kg/cm^2 .

Cálculo de rigidizadores

Aquí las cargas son menores que en el primer ejemplo, ya que cada viga tiene una carga de $25200 : 7 = 3600 \text{ Kg}$. Como el alma tiene una-

ón de $1,4 \cdot 10 = 14 \text{ cm}^2$, trabajará a la tensión siguiente :

$$T_{\text{trab}} = \frac{3600}{14} = 257 \text{ Kg/cm}^2$$

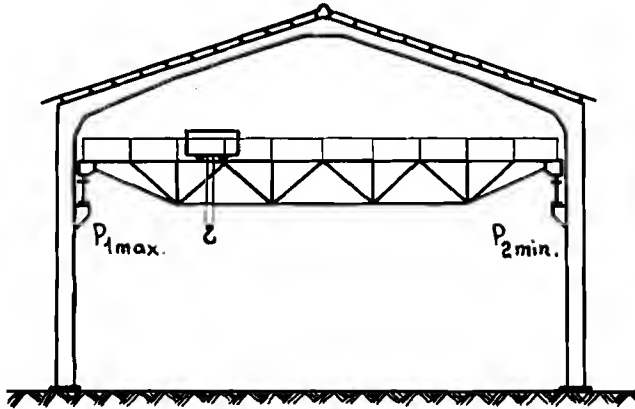
Lo cual es admisible ampliamente, y por lo tanto no hace falta rigidizador, para las cargas concentradas de las 7 vigas.

16 NAVES PORTICO

INTRODUCCION

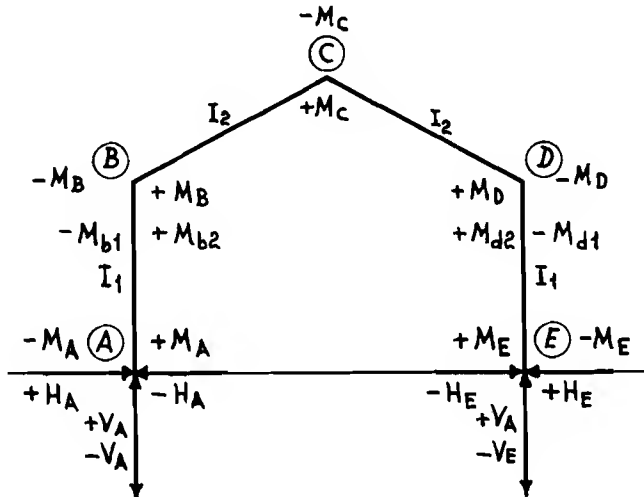
En las naves pórtico, trabajan unidos el soporte y el perfil que hace de cubierta. La "forma" o pórtico, estará constituida por perfiles laminados comerciales, o por perfiles armados hechos con las dimensiones y secciones necesarias (ver figura 372).

Fig. 372



En las figuras 373 y 374 se indica la situación de los momentos, con respecto al pórtico, según su signo, y la actuación de las fuerzas de los anclajes para establecer el equilibrio; también estas con su signo correspondiente. Se tendrá en cuenta, que los momentos y esfuerzos horizontales del centro de la figura 374, cuando se trate de la segunda nave, llevarán el signo contrario.

Fig. 373



Los pórticos podrán ser articulados en su unión al fundamento, o también empotrados. En el primer caso se tendrá que proyectar una articulación adecuada para permitirles el movimiento, y en el segundo, se le proyectará la base y los anclajes necesarios que den el empotramiento.

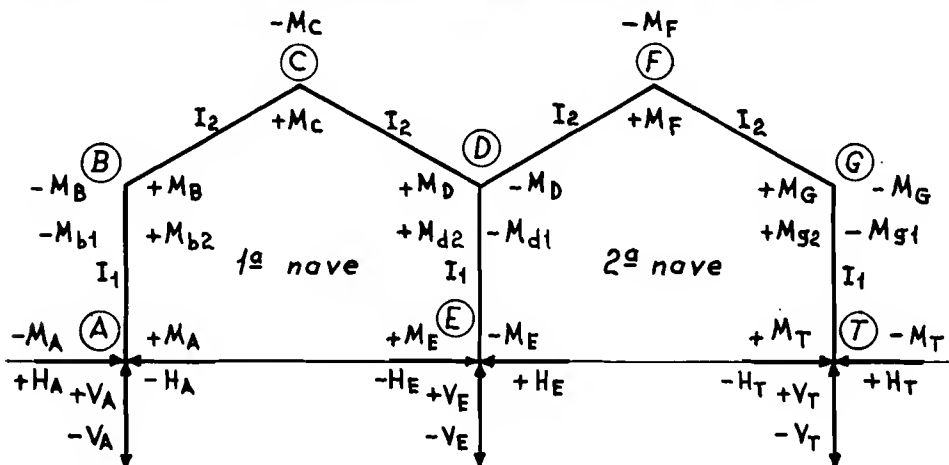


Fig.374

Más adelante se calcularán varios pórticos diferentes, con carga igual, para poder hacer la comparación económica. Dichos cálculos con solo cambiar los datos, servirán para obtener el pórtico de las dimensiones y esfuerzos que se deseen. Los momentos que se originan por el cambio de la temperatura, no se han tenido en cuenta en los ejemplos, debido a que normalmente salen unos valores muy pequeños, respecto al momento máximo de cálculo. De todas formas, se incluyen las fórmulas para cada caso.

Para pórticos con puente grúa (figura 372), las cargas verticales P_1 máx y P_2 mín del puente grúa, se hallarán como se indica seguidamente.

El puente grúa apoya normalmente sobre 4 ruedas (los de carga elevada, sobre 8). Estas ruedas apoyan a su vez sobre la viga carrilsa, y ésta sobre el soporte del pórtico. La tabla 44, indica la presión de cada una de las cuatro ruedas, en puente grúa de celosía, estando la carga a un lado. (Presión aproximada).

Para hallar la fuerza P_1 con aproximación, se sumarán las R_1 y la R_2 , y luego se dividirán por dos. De esta forma tendremos dos cargas iguales, y con la tabla de la página 46 obtendremos un valor, que sumado al peso propio de la viga carrilsa, nos dará el P_1 . Para el P_2 se procederá de manera semejante, con las fuerzas R_1' y la R_2' .

Para las fuerzas horizontales, originadas por el frenado del carro y del puente grúa, se tomarán los valores que se indican en la página 251.

Se deberán calcular las flechas de los soportes y la cubierta, para evitar que el pórtico sea excesivamente poco rígido (ver pág.488).

TABLA 44

Carga Tm.	Luz m	R ₁ Tm	R ₂ Tm	R' ₁ Tm	R' ₂ Tm
3	8,5	4,0	3,0	2,0	1,5
	10,5	4,5	3,5	2,0	1,5
	13,5	4,5	3,5	2,5	2,0
	15,5	5,0	4,0	3,0	2,0
	18,5	5,5	4,5	3,0	2,5
	20,5	6,0	5,0	3,5	3,0
	23,5	6,5	5,0	4,0	3,5
	25,5	7,0	6,0	4,5	4,0
8	8,5	7,0	6,0	3,0	2,0
	10,5	7,5	6,5	3,0	2,0
	13,5	8,0	7,0	3,5	2,5
	15,5	8,5	7,5	3,5	2,5
	18,5	9,0	8,0	4,0	3,0
	20,5	9,5	8,0	4,5	3,5
	23,5	10,0	8,5	5,0	4,0
	25,5	10,5	9,0	5,5	4,5
12,5	8,5	10,0	9,0	3,5	2,5
	10,5	10,5	9,5	4,0	3,0
	13,5	11,0	10,0	4,0	3,0
	15,5	11,5	10,5	4,5	3,5
	18,5	12,0	11,0	4,5	3,5
	20,5	12,5	11,5	5,0	4,0
	23,5	13,0	12,0	5,5	4,5
	25,5	14,0	12,5	6,0	5,0
20	8,5	14,0	13,0	4,5	4,0
	10,5	14,5	13,5	5,0	4,0
	13,5	15,0	14,0	5,0	4,0
	15,5	16,0	14,5	5,0	4,0
	18,5	16,5	15,0	5,5	4,5
	20,5	17,0	16,0	6,0	5,0
	23,5	18,0	16,5	7,0	5,5
	25,5	19,0	17,0	7,5	6,0
50	8,5	30,5	29,0	10,0	9,5
	10,5	33,0	30,5	10,5	9,5
	13,5	35,0	32,0	11,0	9,5
	15,5	35,0	33,0	11,0	9,5
	18,5	36,5	34,0	11,5	10,0
	20,5	38,0	35,0	12,0	10,0
	23,5	38,0	36,0	12,5	10,0
	25,5	40,0	37,5	13,0	10,5
3	8,5	5,5	4,5	2,5	1,5
	10,5	6,0	5,0	2,5	2,0
	13,5	6,0	5,0	3,0	2,0
	15,5	6,5	5,5	3,0	2,0
	18,5	7,0	6,0	3,5	2,5
	20,5	7,5	6,0	4,0	3,0
	23,5	8,0	7,0	4,5	3,5
	25,5	9,0	7,5	5,0	4,0
10	8,5	8,5	7,5	3,0	2,5
	10,5	9,0	8,0	3,0	2,5
	13,5	9,5	8,0	4,0	3,0
	15,5	10,0	8,5	4,0	3,0
	18,5	10,5	9,0	4,5	3,5
	20,5	11,0	9,5	5,0	4,0
	23,5	11,5	10,0	5,5	4,5
	25,5	12,5	10,5	6,0	5,0
16	8,5	12,0	11,0	4,0	3,0
	10,5	12,5	11,5	4,5	3,5
	13,5	13,0	12,0	4,5	3,5
	15,5	13,5	12,5	5,0	4,0
	18,5	14,0	13,0	5,5	4,0
	20,5	15,0	14,0	6,0	4,5
	23,5	15,5	14,5	6,5	5,0
	25,5	16,0	15,5	7,0	5,5
32	8,5	21,5	20,0	7,0	5,5
	10,5	22,5	20,5	7,0	5,5
	13,5	23,5	21,5	7,5	5,5
	15,5	24,5	23,0	7,5	6,0
	18,5	25,5	23,0	8,0	6,0
	20,5	26,5	24,0	8,5	6,5
	23,5	27,5	25,0	9,0	7,0
	25,5	28,5	26,0	10,5	7,5
80	8,5	45,0	43,0	15,0	13,0
	10,5	47,0	45,0	15,0	13,0
	13,5	50,0	47,5	15,0	13,0
	15,5	51,5	49,0	15,0	13,0
	18,5	53,5	50,5	15,0	13,0
	20,5	55,0	52,5	15,5	13,5
	23,5	56,0	54,0	16,0	13,5
	25,5	58,5	55,5	16,5	13,5
5	8,5	5,5	4,5	2,5	1,5
	10,5	6,0	5,0	2,5	2,0
	13,5	6,0	5,0	3,0	2,0
	15,5	6,5	5,5	3,0	2,0
	18,5	7,0	6,0	3,5	2,5
	20,5	7,5	6,0	4,0	3,0
	23,5	8,0	7,0	4,5	3,5
	25,5	9,0	7,5	5,0	4,0
8	8,5	8,5	7,5	3,0	2,5
	10,5	9,0	8,0	3,0	2,5
	13,5	9,5	8,0	4,0	3,0
	15,5	10,0	8,5	4,0	3,0
	18,5	10,5	9,0	4,5	3,5
	20,5	11,0	9,5	5,0	4,0
	23,5	11,5	10,0	5,5	4,5
	25,5	12,5	10,5	6,0	5,0
12,5	8,5	12,0	11,0	4,0	3,0
	10,5	12,5	11,5	4,5	3,5
	13,5	13,0	12,0	4,5	3,5
	15,5	13,5	12,5	5,0	4,0
	18,5	14,0	13,0	5,5	4,0
	20,5	15,0	14,0	6,0	4,5
	23,5	15,5	14,5	6,5	5,0
	25,5	16,0	15,5	7,0	5,5
16	8,5	17,0	16,0	7,5	6,0
	10,5	17,5	16,5	8,0	6,5
	13,5	18,5	17,5	8,5	7,0
	15,5	19,5	18,5	9,0	7,5
	18,5	20,5	19,5	9,5	8,0
	20,5	21,5	20,5	10,0	8,5
	23,5	22,5	21,5	10,5	9,0
	25,5	23,5	22,5	11,0	9,5
32	8,5	24,5	23,5	11,5	10,0
	10,5	25,5	24,5	12,0	10,5
	13,5	26,5	25,5	12,5	11,0
	15,5	27,5	26,5	13,0	11,5
	18,5	28,5	27,5	13,5	12,0
	20,5	29,5	28,5	14,0	12,5
	23,5	30,5	29,5	14,5	13,0
	25,5	31,5	30,5	15,0	13,5
50	8,5	32,5	31,5	15,5	13,5
	10,5	33,5	32,5	16,0	14,0
	13,5	34,5	33,5	16,5	14,5
	15,5	35,5	34,5	17,0	15,0
	18,5	36,5	35,5	17,5	15,5
	20,5	37,5	36,5	18,0	16,0
	23,5	38,5	37,5	18,5	16,5
	25,5	39,5	38,5	19,0	17,0

La carga sobre la cubierta del pórtico se considerará normalmente, como carga uniformemente repartida, cuando el número de correas sea superior a 4 (ver página 36).

El conjunto de la nave se hará con las normas dadas en el Tomo I. Es decir, los cierres de la nave con su viga de contraviento y arrios-

tramiento que transmita el esfuerzo a los fundamentos (ver página 203), el cálculo y dilatación de las correas con su interrupción a cada 40 metros aproximadamente (ver página 177), el cálculo de los anclajes de los soportes (ver página 96), y también el de los fundamentos (ver página 99).

En el caso que nos ocupa de navees p^órtico, no se puede emplear - la jacena de contraviento que se indica en la página 203, porque no hay tirants. Por lo tanto, se proyectará una jacena de contraviento, colocándola sobre las correas de la cubierta unas pletinas que harán de diagonales, las correas que le correspondan harán de montantes, el perfil de la cubierta de la primera forma hará de par, y el de la segunda de tirante.

Se han puesto unos ejemplos de p^órticos de dos navees unidas. Cuando éstas sean tres, cuatro o más, se harán de manera semejante teniendo en cuenta, los momentos y esfuerzos que se originan por el viento, la techumbre y el puente grúa.

Para dar sencillez a los 8 ejemplos base, puestos para indicar - las fórmulas, se ha tomado el momento de inercia del perfil de la cubierta, igual al de los soportes (ver constante k). En muchos de los casos (principalmente cuando hay puente grúa), se podrá aumentar el momento resistente de los soportes, reforzando luego convenientemente el perfil menor de la cubierta, en la unión con el soporte, y disminuyendo al hacer el cálculo la constante k (ver ejemplo "i").

Como se verá más adelante, se deberán elegir preferentemente los p^órticos empotrados, ya que de esta manera se consiguen unos momentos menores, y por lo tanto una reducción en la sección de la "forma". También cuando se trata de p^órticos con puente grúa, hay dificultades en los de tipo articulado, debido al frenado de la grúa en el sentido longitudinal a la nave, por lo que hay que proyectar unas articulaciones que resistan también el vuelco en este sentido, y por lo tanto es complicado.

Los 20 Kg por metro cuadrado, que se ponen para tener en cuenta el peso propio del p^órtico en la cubierta, es una cantidad aproximada - que habrá que modificarla en el proyecto definitivo, ateniéndose al peso real.

Para calcular las secciones del soporte del p^órtico, se ha tomado el momento máximo y el esfuerzo de compresión máximo, de los diferentes casos de carga, obteniéndose de esta forma una mayor seguridad.

El momento del soporte del p^órtico, se ha tomado aquí el máximo - del de la unión de la cubierta, o el de la ménsula de apoyo de la viga carrilera del puente grúa, si es mayor.

Como el perfil de la cubierta, de los ocho primeros p^órticos no trabaja al máximo, se admite una tensión de 1400 Kg/cm². En los ejemplos "i" y "j", en que trabaja más ajustado, la tensión admisible será de 1200 Kg/cm², para absorber los esfuerzos de compresión, y la dilatación térmica.

Al ponerle a los ejemplos ultimamente citados un tirante, se deberá mantener la relación establecida de los momentos de inercia (coeficiente "k"). En algunos ejemplos, la carga del tirante "Z" resulta negativa, en el caso del viento sobre la cubierta. Esto solo es admisible, cuando la compresión que ealga sea menor que la tracción por la carga permanente.

a) PORTICO ARTICULADO DE NAVE SIN PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² - (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2$ en este cálculo, para otros casos cambiar la constante k, como en el "ejemplo 1". Ver figuras 375-376.

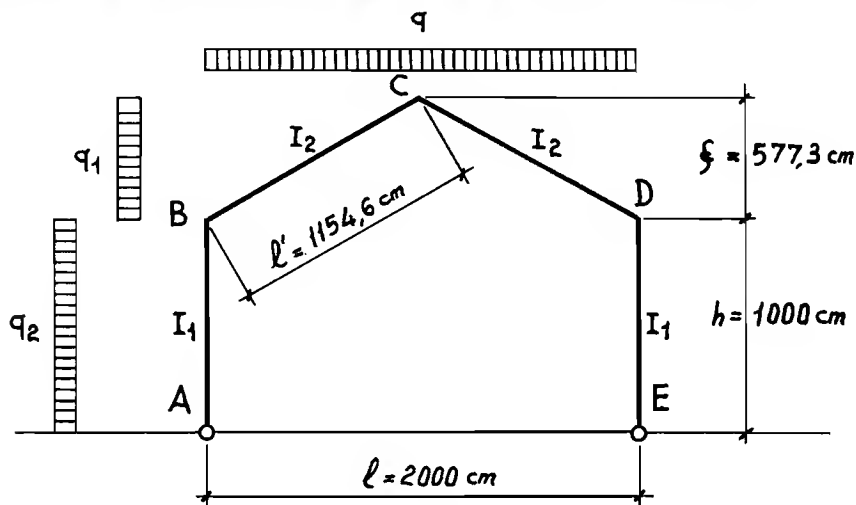


Fig.375

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos en los anclajes. (Los momentos están representados en la figura 376, con una escala menor que las figuras que siguen).

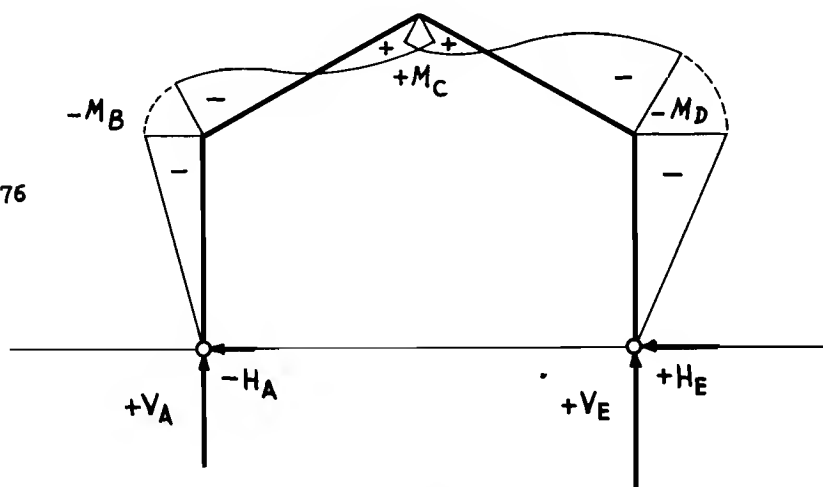


Fig.376

C a r g a s

$$q = \frac{11,546 \cdot 2 \cdot (93+20) \cdot 6,5}{20} = 848 \text{ Kg ml} \approx 8,5 \text{ Kg cml}$$

$$q_1 = 125 \cdot 6,5 \cdot \sin^2 30^\circ = 203,1 \text{ Kg ml} \approx 2,05 \text{ Kg cml (ver página 203)}$$

$$q_2 = 0,8 \cdot 80 \cdot 6,5 = 416 \text{ Kg ml} = 4,16 \text{ Kg cml (ver página 223)}$$

C o n s t a n t e s

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l'} = \frac{1}{1} \cdot \frac{1000}{1154} = 0,86 ; \quad n = \frac{f}{h} = \frac{577}{1000} = 0,57 ;$$

Cuando se quiera que el momento de inercia del soporte I_1 , sea superior al de la cubierta I_2 , se tendrá que reducir la constante "k" convenientemente, según el caso.

$$m = 1+n = 1+0,57 = 1,57 ; \quad C = 1+2 \cdot m = 1+2 \cdot 1,57 = 4,14$$

$$B = 2 \cdot (k+1) + m = 2 \cdot (0,86+1) + 1,57 = 5,29$$

$$N = B+m \cdot C = 5,29+1,57 \cdot 4,14 = 11,78$$

1ª Carga sobre la cubierta

(ver figura 377)

$$M_D = - \frac{q \cdot l^2 \cdot (3+5 \cdot m)}{16 \cdot N} = - \frac{8,5 \cdot 2000^2 \cdot (3+5 \cdot 1,57)}{16 \cdot 11,78} = - 1957236 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{q \cdot l^2}{8} + m \cdot M_B = \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8} - 1,57 \cdot 1957236 = + 1177140 \text{ Kg cm}$$

$$x = \frac{1}{4} + \frac{M_C - M_B}{q \cdot l/2} = \frac{2000}{4} + \frac{1177140 + 1957236}{8,5 \cdot 1000} = 868,7 \text{ cm} \approx 869 \text{ cm}$$

$$x_1 = 1000 - 869 = 131 \text{ cm}$$

$$M'_x = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1 \cdot M_B}{1/2} + \frac{x \cdot M_C}{1/2} = \frac{8,5 \cdot 869 \cdot 131}{2} - \frac{131 \cdot 1957236}{1000} +$$

$$+ \frac{869 \cdot 1177140}{1000} = +1250362 \text{ Kg om, luego es mayor que } M_C \text{ y se deberá}$$

tener en cuenta para el cálculo.

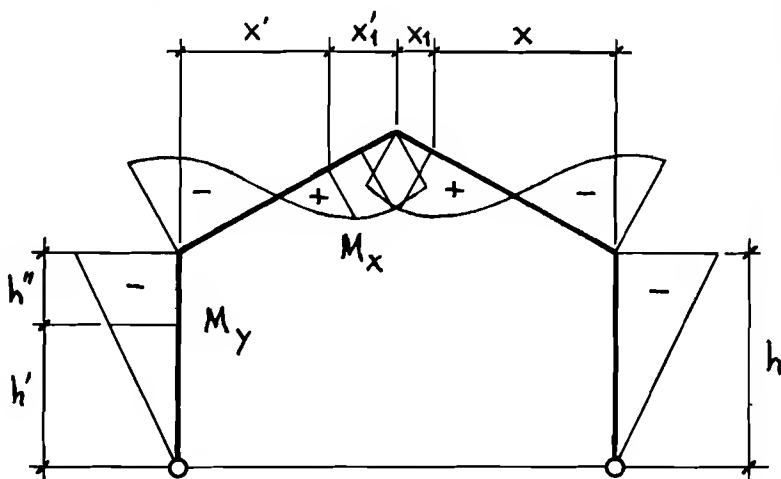


Fig.377

La figura 377 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_x = \frac{q \cdot x' \cdot x'_1}{2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_y = \frac{h'}{h} \cdot M_B$$

2º Viento sobre la cubierta

Fig.378

$$O_1 = \frac{q_1 \cdot r^2 \cdot (C+m)}{8 \cdot N} = \frac{2,05 \cdot 577^2 \cdot (4,14 + 1,57)}{8 \cdot 11,78} = 41352$$

$$M_B = 0_1 + \frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} = 41352 + \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} = + 632777 \text{ Kg om}$$

$$M_D = 0_1 - \frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} = 41352 - \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} = - 550073 \text{ Kg om}$$

$$M_C = - \frac{q_1 \cdot f^2}{4} + m \cdot 0_1 = - \frac{2,05 \cdot 577^2}{4} + 1,57 \cdot 41352 = - 105704 \text{ Kg om}$$

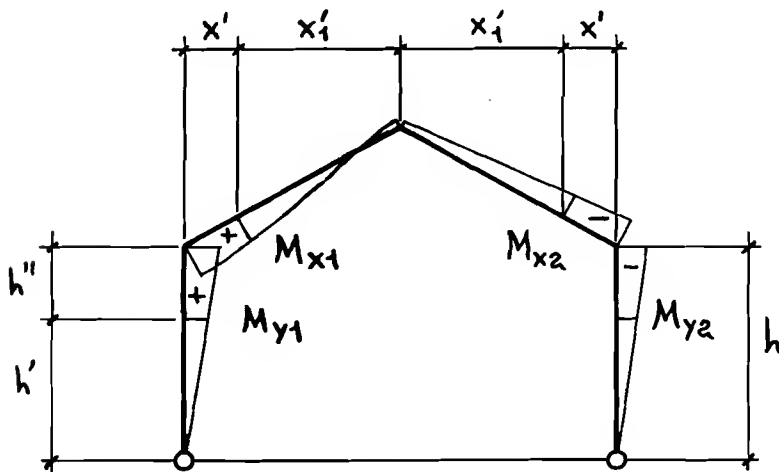


Fig. 378

La figura 378 indica los momentos máximos, siendo la curva de -
 unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada,
 se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{y1} = \frac{h'}{h} \cdot M_B ; M_{y2} = \frac{h'}{h} \cdot M_D ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

$$M_{x1} = \frac{q_1 \cdot f^2}{2} \cdot \frac{x' \cdot x'_1}{(1/2)^2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C$$

3º Viento sobre el muro vertical

Fig.379

$$M_B = \frac{q_2 \cdot h^2}{2} + M_D = \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2} - 872040 = + 1207960 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = - \frac{q_2 \cdot h^2}{8} \cdot \frac{2 \cdot (B+C) + k}{N} = - \frac{4,16 \cdot 1000^2}{8} \cdot \frac{2 \cdot (5,29+4,14) + 0,86}{11,78} = - 872040 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{q_2 \cdot h^2}{4} + m \cdot M_D = \frac{4,16 \cdot 1000^2}{4} - 1,57 \cdot 872040 = - 329102 \text{ Kg cm}$$

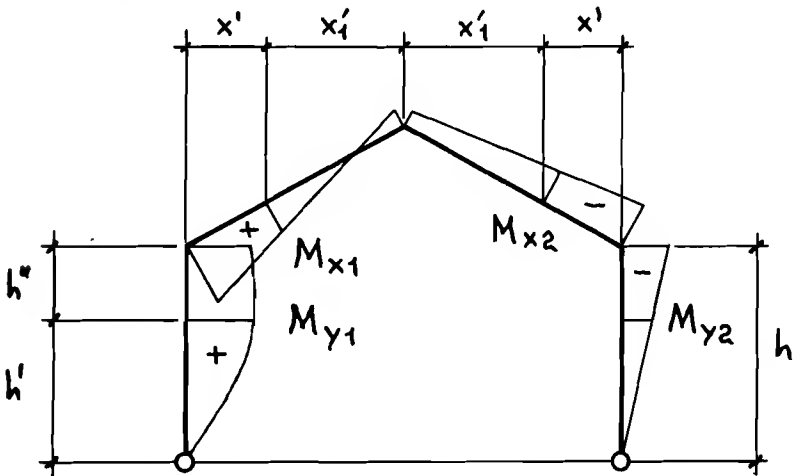


Fig.379

La figura 379 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{y1} = \frac{q_2 \cdot h' \cdot h''}{2} + \frac{h'}{h} \cdot M_B ; M_{y2} = \frac{h'}{h} \cdot M_D$$

$$M_{x1} = \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

4ª Dilatación térmica

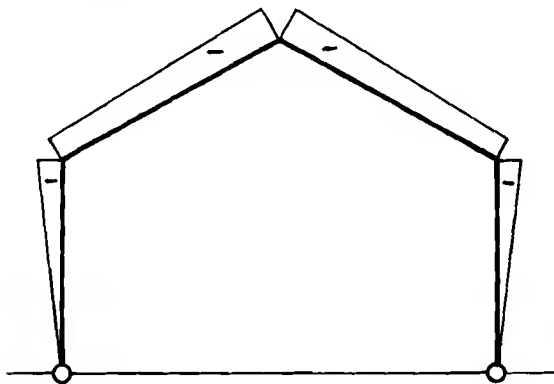
Fig.380

$$M_B = M_D = - \frac{3 \cdot 2100000 \cdot I_2 \cdot 0,000012 \cdot t \cdot l}{l' \cdot h \cdot N}$$

$$M_C = m \cdot M_B ; H_A = H_E = \frac{-M_B}{h} ; t = \text{Variación de la temperatura en grados}$$

NOTA : Estas fórmulas son para un aumento uniforme de la temperatura, - para una disminución de la misma, todas las fuerzas cambian de sentido y los momentos de signo.

Fig.380



Como queda dicho anteriormente, los momentos que salen por la dilatación térmica, no intervienen normalmente en el cálculo. En la figura 380, está representado el momento del pórtico multiplicado por 20, con una variación de + 25 grados centígrados, por encima de la temperatura de montaje.

Anclajes en caso 1ª (carga sobre la cubierta)

$$H_A = H_E = \frac{-M_B}{h} = \frac{1957236}{1000} = +1957 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,5 \cdot 2000}{2} = +8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2ª (viento sobre la cubierta)

$$H_A = - \frac{O_1}{h} - \frac{q_1 \cdot f}{2} = - \frac{41352}{1000} - \frac{2,05 \cdot 577}{2} = - 632 \text{ Kg}$$

$$H_E = - \frac{O_1}{h} + \frac{q_1 \cdot f}{2} = - \frac{41352}{1000} + \frac{2,05 \cdot 577}{2} = + 550 \text{ Kg}$$

$$V_A = - \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (1+m)}{2 \cdot 1} = - \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (1+1,57)}{2 \cdot 2000} = - 759 \text{ Kg}$$

$$V_E = + \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (1+m)}{2 \cdot 1} = + \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (1+1,57)}{2 \cdot 2000} = + 759 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3ª (viento sobre el muro vertical)

$$H_A = - (q_2 \cdot h - H_E) = - 4,16 \cdot 1000 + 872 = - 3288 \text{ Kg}$$

$$H_E = \frac{-M_D}{h} = \frac{872040}{1000} = + 872 \text{ Kg}$$

$$V_A = - \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot 1} = - \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} = - 1040 \text{ Kg}$$

$$V_E = + \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot 1} = + \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} = + 1040 \text{ Kg}$$

R e s u m e n

A continuación se pondrá, un resumen de momentos fletores y de las fuerzas necesarias de los anclajes para establecer el equilibrio, con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se producirán estos en el otro lado.

C a s o	M _B	M _C	M _D
1ª	- 1957236	+ 1250362	- 1957236
2ª	+ 632777	- 105704	- 550073
3ª	+ 1207960	- 329102	- 872040
Suma algebraica	- 116499	+ 815556	- 3379349
Para cálculo	- 1957236	+ 1250362	- 3379349

C a s o	H _A	H _E	V _A	V _E
1ª	+ 1957	+ 1957	+ 8500	+ 8500
2ª	- 632	+ 550	- 759	+ 759
3ª	- 3288	+ 872	- 1040	+ 1040
Suma algebraica	- 1963	+ 3379	+ 6701	+ 10299
Para cálculo	- 1963	+ 3379	+ 8500	+ 10299

C a r g a s

$$q = \frac{11,546 \cdot 2 \cdot (93 + 20) \cdot 6,5}{20} = 848 \text{ Kg ml} \approx 8,5 \text{ Kg cml}$$

$$q_1 = 125 \cdot 6,5 \cdot \text{sen}^2 30^\circ = 203,1 \text{ Kg ml} \approx 2,05 \text{ Kg cml (ver página 203)}$$

$$q_2 = 0,8 \cdot 80 \cdot 6,5 = 416 \text{ Kg ml} = 4,16 \text{ Kg cml (ver página 223)}$$

•

C o n s t a n t e s

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l'} = \frac{1}{1} \cdot \frac{1000}{1154} = 0,86 \quad ; \quad n = \frac{f}{h} = \frac{577}{1000} = 0,57$$

Cuando se quiera que el momento de inercia del soporte I_1 , sea superior al de la cubierta I_2 , se tendrá que reducir la constante "k" convenientemente, según el caso.

$$m = 1 + n = 1 + 0,57 = 1,57 \quad ; \quad C = 1 + 2 \cdot m = 1 + 2 \cdot 1,57 = 4,14$$

$$B = 3 \cdot k + 2 = 3 \cdot 0,86 + 2 = 4,58$$

$$K_1 = 2 \cdot (k + 1 + m + m^2) = 2 \cdot (0,86 + 1 + 1,57 + 1,57^2) = 11,78$$

$$K_2 = 2 \cdot (k + n^2) = 2 \cdot (0,86 + 0,57^2) = 2,36$$

$$R = n \cdot C - k = 0,57 \cdot 4,14 - 0,86 = 1,5$$

$$N_1 = K_1 \cdot K_2 - R^2 = 11,78 \cdot 2,36 - 1,5^2 = 25,55$$

$$N_2 = 3 \cdot k + B = 3 \cdot 0,86 + 4,58 = 7,16$$

12 Carga sobre la cubierta

Fig.384

$$\begin{aligned} M_A = M_E &= \frac{q \cdot l^2}{16} \cdot \frac{k \cdot (8 + 15 \cdot n) + n \cdot (6 - n)}{N_1} = \\ &= \frac{8,5 \cdot 2000^2}{16} \cdot \frac{0,86 \cdot (8 + 15 \cdot 0,57) + 0,57 \cdot (6 - 0,57)}{25,55} = + 1440750 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

$$M_B = M_D = - \frac{q \cdot l^2}{16} \cdot \frac{x \cdot (16 + 15 \cdot n) + n^2}{N_1} =$$

$$= - \frac{8,5 \cdot 2000^2}{16} \cdot \frac{0,86 \cdot (16 + 15 \cdot 0,57) + 0,57^2}{25,55} = - 1782875 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{q \cdot l^2}{8} - n \cdot M_A + m \cdot M_B =$$

$$= \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8} - 0,57 \cdot 1440750 - 1,57 \cdot 1782875 = + 629659 \text{ Kg cm}$$

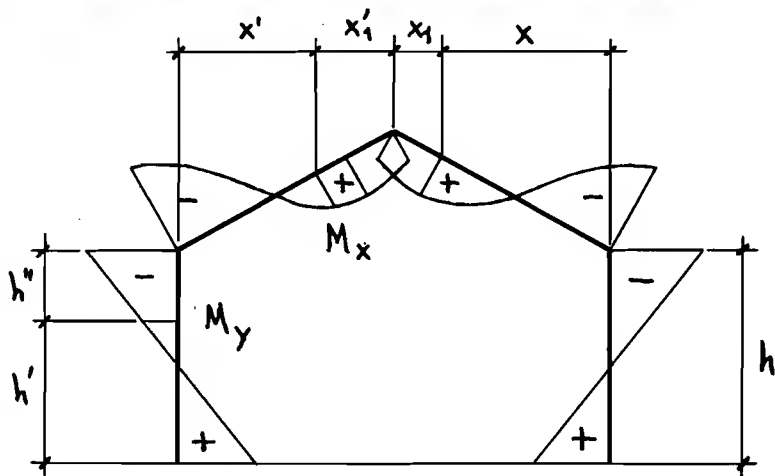
$$x = \frac{1}{4} + \frac{M_C - M_B}{q \cdot l/2} = \frac{2000}{4} + \frac{629659 + 1782875}{8,5 \cdot 1000} = 784 \text{ cm}$$

$$x_1 = 1000 - 784 = 216 \text{ cm}$$

$$M'_x = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x}{1/2} \cdot M_C =$$

$$\frac{8,5 \cdot 784 \cdot 216}{2} - \frac{216}{1000} \cdot 1782875 + \frac{784}{1000} \cdot 629659 = + 828263 \text{ Kg cm, luego -}$$

superior a M_C y se deberá tener en cuenta para el cálculo.



La figura 384 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_x = \frac{q \cdot x' \cdot x'_1}{2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; \quad M_y = \frac{h''}{h} \cdot M_A + \frac{h'}{h} \cdot M_B$$

2º Viento sobre la cubierta

Fig.385

$$O_1 = \frac{q_1 \cdot f^2}{8} \cdot \frac{k \cdot (9 \cdot n + 4) + n \cdot (6 + n)}{N_1} =$$

$$= \frac{2,05 \cdot 577^2}{8} \cdot \frac{0,86 \cdot (9 \cdot 0,57 + 4) + 0,57 \cdot (6 + 0,57)}{25,55} = 38646$$

$$O_2 = \frac{q_1 \cdot f^2}{8} \cdot \frac{k \cdot (8 + 9 \cdot n) - n^2}{N_1} =$$

$$= \frac{2,05 \cdot 577^2}{8} \cdot \frac{0,86 \cdot (8 + 9 \cdot 0,57) - 0,57^2}{25,55} = 36599$$

$$O_3 = \frac{q_1 \cdot f \cdot h}{8} \cdot \frac{4 \cdot B + n}{N_2} = \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{8} \cdot \frac{4 \cdot 4,58 + 0,57}{7,16} = 388861$$

$$M_A = - O_1 - O_3 = - 38646 - 388861 = - 427507 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = - O_1 + O_3 = - 38646 + 388861 = + 350215 \text{ Kg cm}$$

$$M_B = O_2 + \left(\frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} - O_3 \right) = 36599 + \left(\frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} - 388861 \right) =$$

$$= + 239163 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = O_2 - \left(\frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} - O_3 \right) = 36599 - \left(\frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} - 388861 \right) =$$

$$= - 165965 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = - \frac{q_1 \cdot f^2}{4} + n \cdot O_1 + m \cdot O_2 =$$

$$= - \frac{2,05 \cdot 577^2}{4} + 0,57 \cdot 38646 + 1,57 \cdot 36599 = - 91137 \text{ Kg cm}$$

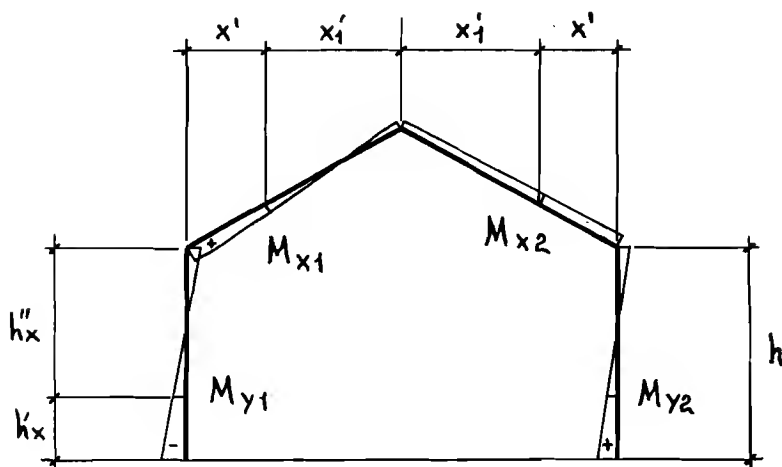


Fig.385

La figura 385 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{y1} = \frac{h'}{h} \cdot M_B + \frac{h''}{h} \cdot M_A ; M_{y2} = \frac{h'}{h} \cdot M_D + \frac{h''}{h} \cdot M_E$$

$$M_{x1} = \frac{q_1 \cdot f^2}{2} \cdot \frac{x' \cdot x'_1}{(1/2)^2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

3ª Viento sobre el muro vertical

Fig.386

$$O_1 = \frac{q_2 \cdot h^2}{8} \cdot \frac{k \cdot (k+6) + k \cdot n \cdot (15+16 \cdot n) + 6 \cdot n^2}{N_1} =$$

$$= \frac{4,16 \cdot 1000^2}{8} \cdot \frac{0,86 \cdot (0,86+6) + 0,86 \cdot 0,57 \cdot (15+16 \cdot 0,57) + 6 \cdot 0,57^2}{25,55} =$$

$$= 400348$$

$$O_2 = \frac{q_2 \cdot h^2 \cdot k \cdot (9 \cdot n + 8 \cdot n^2 - k)}{8 \cdot N_1} =$$

$$= \frac{4,16 \cdot 1000^2 \cdot 0,86 \cdot (9 \cdot 0,57 + 8 \cdot 0,57^2 - 0,86)}{8 \cdot 25,55} = 120231$$

$$O_3 = \frac{q_2 \cdot h^2 \cdot (2 \cdot k + 1)}{2 \cdot N_2} = \frac{4,16 \cdot 1000^2 \cdot (2 \cdot 0,86 + 1)}{2 \cdot 7,16} = 790167$$

$$M_A = -O_1 - O_3 = -400348 - 790167 = -1190515 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = -O_1 + O_3 = -400348 + 790167 = +389819 \text{ Kg cm}$$

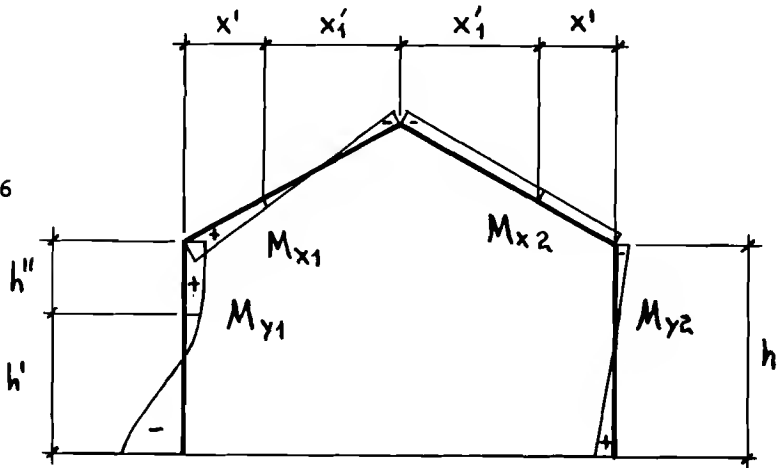
$$M_B = O_2 + \left(\frac{q_2 \cdot h^2}{4} - O_3 \right) = 120231 + \left(\frac{4,16 \cdot 1000^2}{4} - 790167 \right) = +370064 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = O_2 - \left(\frac{q_2 \cdot h^2}{4} - O_3 \right) = 120231 - \left(\frac{4,16 \cdot 1000^2}{4} - 790167 \right) = -129602 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = -\frac{q_2 \cdot h \cdot f}{4} + n \cdot O_1 + m \cdot O_2 =$$

$$= -\frac{4,16 \cdot 1000 \cdot 577}{4} + 0,57 \cdot 400348 + 1,57 \cdot 120231 = -183119 \text{ Kg cm}$$

Fig. 386



La figura 386 indica los momentos máximos, siendo la curva de - unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{y1} = \frac{q_2 \cdot h' \cdot h''}{2} + \frac{h''}{h} \cdot M_A + \frac{h'}{h} \cdot M_B ; M_{y2} = \frac{h'}{h} \cdot M_D + \frac{h''}{h} \cdot M_E$$

$$M_{x1} = \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

4ª Dilatación térmica

Fig.387

$$O_1 = \frac{9 \cdot 2100000 \cdot I_2 \cdot 0,000012 \cdot t \cdot l}{1' \cdot h \cdot N_1} ; M_A = M_E = O_1 \cdot (k + 2 + n)$$

$$M_B = M_D = - O_1 \cdot (k - n) ; M_C = - n \cdot M_A + m \cdot M_B$$

$$H_A = H_E = \frac{M_A - M_B}{h} ; t = \text{Variación de la temperatura en grados}$$

NOTA : Estas fórmulas son para un aumento uniforme de la temperatura, - para una disminución de la misma, todas las fuerzas cambian de - sentido y los momentos de signo.

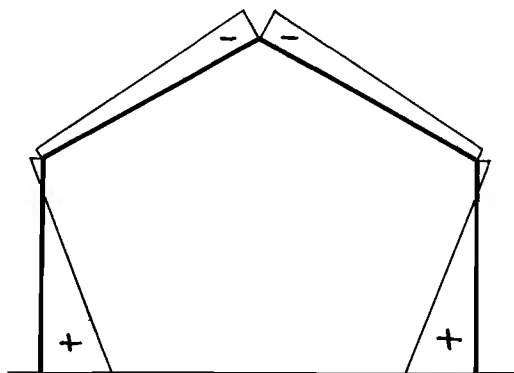


Fig.387

Como queda dicho anteriormente, los momentos que salen por la dilatación térmica, no intervienen normalmente en el cálculo. En la figura 387, esta representado el momento del pórtico multiplicado por 20, con una variación de + 25 grados centígrados, por encima de la temperatura de montaje.

Anclajes en caso 1ª (carga sobre la cubierta)

$$H_A = H_E = \frac{M_A - M_B}{h} = \frac{1440750 + 1782875}{1000} = +3223 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,5 \cdot 2000}{2} = +8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2ª (viento sobre la cubierta)

$$H_A = - (q_1 \cdot f - H_E) = - 2,05 \cdot 577 + 516 = - 666 \text{ Kg}$$

$$H_E = \frac{q_1 \cdot f}{2} - \frac{0_1 + 0_2}{h} = + \frac{2,05 \cdot 577}{2} - \frac{38646 + 36599}{1000} = + 516 \text{ Kg}$$

$$V_A = - \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (2+n)}{2 \cdot l} + \frac{2 \cdot 0_3}{1} =$$
$$= - \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (2+0,57)}{2 \cdot 2000} + \frac{2 \cdot 388861}{2000} = - 371 \text{ Kg}$$

$$V_E = \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (2+n)}{2 \cdot l} - \frac{2 \cdot 0_3}{1} = +371 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3ª (viento sobre el muro vertical)

$$H_A = - (q_2 \cdot h - H_E) = - 4,16 \cdot 1000 + 519 = - 3641 \text{ Kg}$$

$$H_E = \frac{q_2 \cdot h}{4} - \frac{0_1 + 0_2}{h} = + \frac{4,16 \cdot 1000}{4} - \frac{400348 + 120231}{1000} = +519 \text{ Kg}$$

$$V_A = - \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot l} + \frac{2 \cdot 0_3}{1} = - \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} + \frac{2 \cdot 790167}{2000} = - 249 \text{ Kg}$$

$$V_E = \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot l} - \frac{2 \cdot 0_3}{1} = +249 \text{ Kg}$$

Resumen

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes para establecer el equilibrio, - con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado- que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se - producirán estos en el otro lado.

C a s o	M _A	M _B	M _C	M _D	M _E
1º	+ 1440750	- 1782875	+ 828263	- 1782875	+ 1440750
2º	- 427507	+ 239163	- 91137	- 165965	+ 350215
3º	- 1190515	+ 370064	- 183119	- 129602	+ 389819
Suma algebraica	- 177272	- 1173648	+ 554007	- 2078442	+ 2180784
Para cálculo	+ 1440750	- 1782875	+ 828263	- 2078442	+ 2180784

C a s o	H _A	H _E	V _A	V _E
1º	+ 3223	+ 3223	+ 8500	+ 8500
2º	- 666	+ 516	- 371	+ 371
3º	- 3641	+ 519	- 249	+ 249
Suma algebraica	- 1084	+ 4258	+ 7880	+ 9120
Para cálculo	+ 3223	+ 4258	+ 8500	+ 9120

Cálculo de la sección del Pórtico

En el cálculo de la sección máxima habrá que tener en cuenta, no sólo el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta y el viento, sino también el pandeo que se produce debido a lo citado anteriormente. Por lo tanto, en este caso la sección que se necesita, deberá resistir un momento de $M_E = 2180784 \text{ Kg cm}$, y una compresión de $V_E = 9120 \text{ Kg}$.

Para mayor facilidad de cálculo y como se ha hecho en el ejemplo anterior, se pondrá una viga armada con la altura del alma como la figura 381, para poder apreciar la economía en peso. Como tensión de trabajo admitiremos 1400 Kg/cm^2 . Con los datos dados anteriormente calcularemos el perfil del pórtico, como a continuación se expone (Fig. 388 = perfil del pórtico) :

$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{25 \cdot 1,5^3}{12} + 1,5 \cdot 25 \cdot 23,25^2 \right) + \frac{1,5 \cdot 45^3}{12} = 52008 \text{ cm}^4$$
$$R_x = \frac{52008}{24} = 2167 \text{ cm}^3$$
$$I_y = 2 \cdot \frac{1,5 \cdot 25^3}{12} + \frac{45 \cdot 1,5^3}{12} = 3918 \text{ cm}^4$$
$$R_y = \frac{3918}{12,5} = 313 \text{ cm}^3$$

Fig. 388

$$\text{Sección} = 1,5 \cdot 50 + 1,5 \cdot 45 = 142,5 \text{ cm}^2 ; i_y = \sqrt{\frac{3918}{142,5}} = 5,24$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{5,24} = 190 ; \omega = 6,1 \text{ (ver pag. 226)} ; T_c = \frac{9120 \cdot 6,1}{142,5} = 390 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{2180784}{2167} = 1006 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión total a que trabaja el perfil

$$T_{to} = 390 + 1006 = 1396 \text{ Kg/cm}^2$$

c) PORTICO ARTICULADO DE NAVE CON PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² - (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2$ en este cálculo, para otros casos cambiar la constante k, como en el ejemplo "1". Ver figuras 389 y 390. $P_1 = 14000$ Kg, $P_2 = 7000$ Kg, $P_9 = 1300$ Kg de frenado del puente grúa. - $P_{10} = 1050$ Kg de frenado del puente grúa en el sentido longitudinal a la nave.

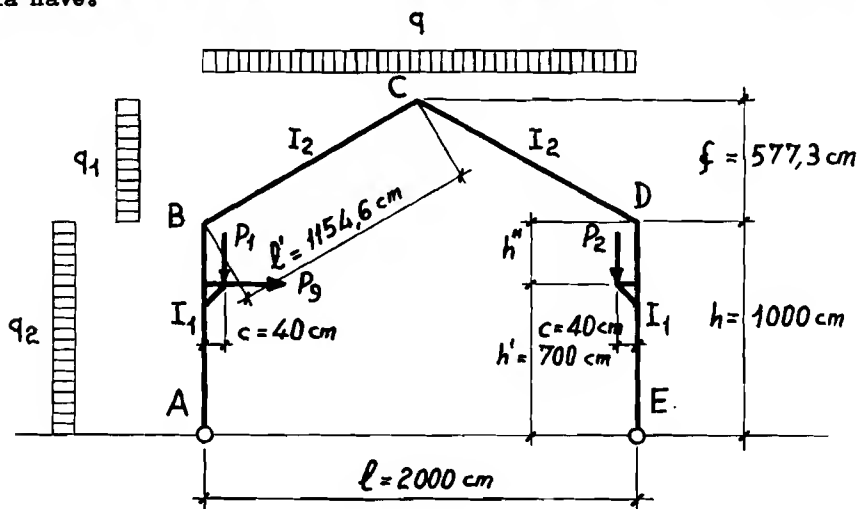


Fig. 389

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos en los anclajes. (Los momentos están representados en la figura 390, con una escala menor que las figuras que siguen).

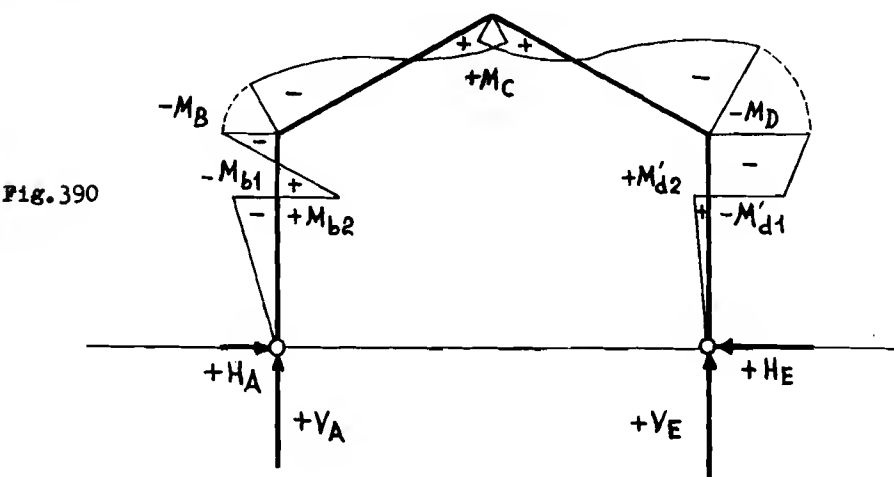


Fig. 390

C a r g a s

$$q = \frac{11,546 \cdot 2 \cdot (93 + 20) \cdot 6,5}{20} = 848 \text{ Kg ml} \approx 8,5 \text{ Kg cml}$$

$$q_1 = 125 \cdot 6,5 \cdot \text{sen}^2 30^\circ = 203,1 \text{ Kg ml} \approx 2,05 \text{ Kg cml (ver página 203)}$$

$$q_2 = 0,8 \cdot 80 \cdot 6,5 = 416 \text{ Kg ml} = 4,16 \text{ Kg cml (ver página 223)}$$

C o n s t a n t e s

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l'} = \frac{1}{1} \cdot \frac{1000}{1154} = 0,86 \quad ; \quad n = \frac{f}{h} = \frac{577}{1000} = 0,57$$

Cuando se quiera que el momento de inercia del eoporte I_1 , sea superior al de la cubierta I_2 , se tendrá que reducir la constante "k" convenientemente, según el caso.

$$m = 1 + n = 1 + 0,57 = 1,57 \quad ; \quad C = 1 + 2 \cdot m = 1 + 2 \cdot 1,57 = 4,14$$

$$B = 2 \cdot (k + 1) + m = 2 \cdot (0,86 + 1) + 1,57 = 5,29$$

$$N = B + m \cdot C = 5,29 + 1,57 \cdot 4,14 = 11,78 \quad ; \quad \alpha = \frac{h'}{h} = \frac{700}{1000} = 0,7$$

1ª Carga sobre la cubierta

Fig.391

$$M_B = M_D = - \frac{q \cdot l^2 \cdot (3 + 5 \cdot m)}{16 \cdot N} = - \frac{8,5 \cdot 2000^2 \cdot (3 + 5 \cdot 1,57)}{16 \cdot 11,78} = - 1957236 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{q \cdot l^2}{8} + m \cdot M_B = \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8} - 1,57 \cdot 1957236 = + 1177140 \text{ Kg cm}$$

$$x = \frac{1}{4} + \frac{M_C - M_B}{q \cdot l/2} = \frac{2000}{4} + \frac{1177140 + 1957236}{8,5 \cdot 1000} = 868,7 \text{ cm} \approx 869 \text{ cm}$$

$$x_1 = 1000 - 869 = 131 \text{ cm}$$

$$M_x' = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1 \cdot M_B}{1/2} - \frac{x \cdot M_C}{1/2} = \frac{8,5 \cdot 869 \cdot 131}{2} - \frac{131 \cdot 1957236}{1000} +$$

$$+ \frac{869 \cdot 1177140}{1000} = + 1250362 \text{ Kg cm, luego es mayor que } M_C \text{ y se deberá}$$

tener en cuenta para el cálculo.

$$M_{b1} = M_{d1} = \frac{h'}{h} \cdot M_B = - \frac{700}{1000} \cdot 1957236 = - 1370065 \text{ Kg cm}$$

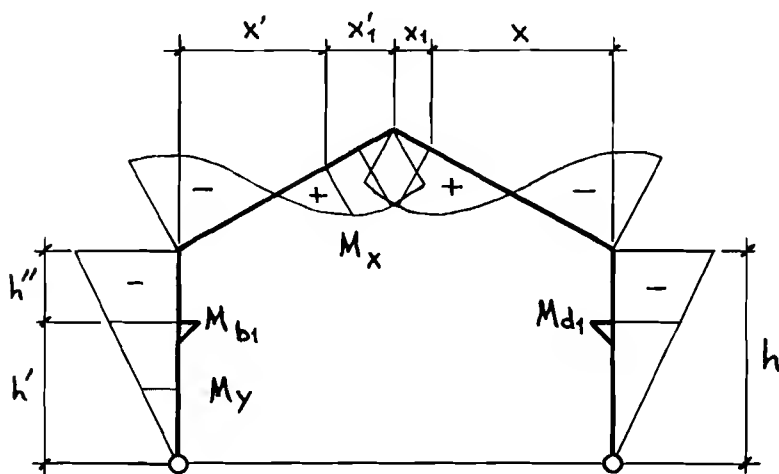


Fig.391

La figura 391 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes:

$$M_x = \frac{q \cdot x' \cdot x_1'}{2} + \frac{x_1'}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; \quad M_y = \frac{h'_x}{h} \cdot M_B$$

2º Visión sobre la oubierta

Fig.392

$$O_1 = \frac{q_1 \cdot f^2 \cdot (C+m)}{8 \cdot N} = \frac{2,05 \cdot 577^2 \cdot (4,14 + 1,57)}{8 \cdot 11,78} = 41352$$

$$M_B = 0_1 + \frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} = 41352 + \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} = + 632777 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = 0_1 - \frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} = 41352 - \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} = - 550073 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = - \frac{q_1 \cdot f^2}{4} + m \cdot 0_1 = - \frac{2,05 \cdot 577^2}{4} + 1,57 \cdot 41352 = - 105704 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = \frac{h'}{h} \cdot M_B = \frac{700}{1000} \cdot 632777 = + 442943 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d1} = \frac{h'}{h} \cdot M_D = - \frac{700}{1000} \cdot 550073 = - 385051 \text{ Kg cm}$$

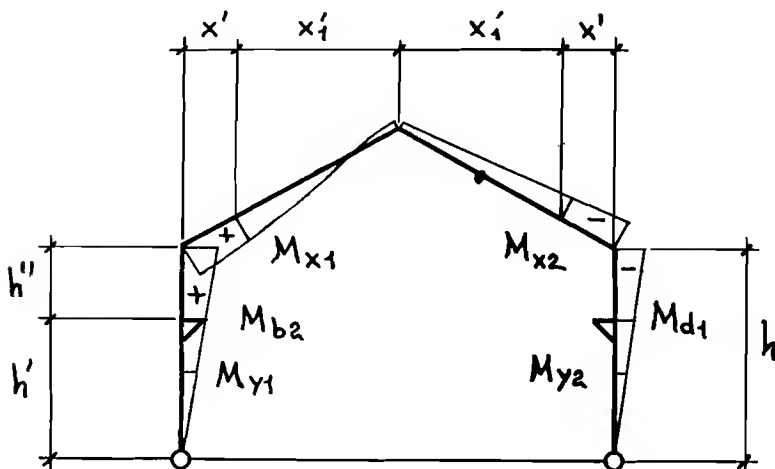


Fig.392

La figura 392 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes:

$$M_{y1} = \frac{h'_x}{h} \cdot M_B ; M_{x1} = \frac{q_1 \cdot f^2}{2} \cdot \frac{x' \cdot x'_1}{(1/2)^2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C$$

$$M_{y2} = \frac{h'_x}{h} \cdot M_D ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

3º Viento sobre el muro vertical

Fig.393

$$M_B = \frac{q_2 \cdot h^2}{2} + M_D = \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2} - 872040 = + 1207960 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = - \frac{q_2 \cdot h^2}{8} \cdot \frac{2 \cdot (B+C) + k}{N} = - \frac{4,16 \cdot 1000^2}{8} \cdot \frac{2 \cdot (5,29 + 4,14) + 0,86}{11,78} =$$

$$= - 872040 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{q_2 \cdot h^2}{4} + m \cdot M_D = \frac{4,16 \cdot 1000^2}{4} - 1,57 \cdot 872040 = - 329102 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = \frac{q_2 \cdot h' \cdot h''}{2} + \frac{h'}{h} \cdot M_B = \frac{4,16 \cdot 700 \cdot 300}{2} + \frac{700}{1000} \cdot 1207960 = + 1282372 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d1} = \frac{h'}{h} \cdot M_D = - \frac{700}{1000} \cdot 872040 = - 610428 \text{ Kg cm}$$

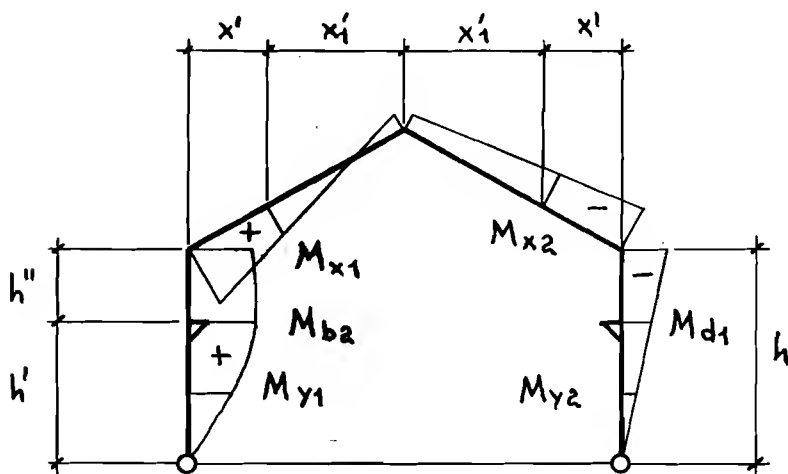


Fig.393

La figura 393 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{y1} = \frac{q_2 \cdot h'_x \cdot h''_x}{2} + \frac{h'_x}{h} \cdot M_B ; M_{y2} = \frac{h'_x}{h} \cdot M_D$$

$$M_{x1} = \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

4º Puente grúa, carga vertical

Fig.394

$$O_1 = \frac{P_1 \cdot c}{2} \cdot \frac{B+C - k \cdot (3 \cdot \alpha^2 - 1)}{N} =$$

$$= \frac{14000 \cdot 40}{2} \cdot \frac{5,29 + 4,14 - 0,86 \cdot (3 \cdot 0,7^2 - 1)}{11,78} = 214480$$

$$O_2 = \frac{P_2 \cdot c}{2} \cdot \frac{B+C - k \cdot (3 \cdot \alpha^2 - 1)}{N} =$$

$$= \frac{7000 \cdot 40}{2} \cdot \frac{5,29 + 4,14 - 0,86 \cdot (3 \cdot 0,7^2 - 1)}{11,78} = 107240$$

$$M_{b1} = M'_{d1} = -\alpha \cdot O_1 - \alpha \cdot O_2 = -0,7 \cdot 214480 - 0,7 \cdot 107240 = -225204 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = M'_{d2} = P_1 \cdot c + M_{b1} = 14000 \cdot 40 - 225204 = +334796 \text{ Kg cm}$$

$$M_B = M'_D = P_1 \cdot c - O_1 - O_2 = 14000 \cdot 40 - 214480 - 107240 = +238280 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \left(\frac{P_1 \cdot c}{2} - m \cdot O_1 \right) - \left(\frac{P_2 \cdot c}{2} - m \cdot O_2 \right) = \left(\frac{14000 \cdot 40}{2} - 1,57 \cdot 214480 \right) + \\ + \left(\frac{7000 \cdot 40}{2} - 1,57 \cdot 107240 \right) = -85100 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = M'_B = P_2 \cdot c - O_2 - O_1 = 7000 \cdot 40 - 107240 - 214480 = -41720 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d1} = M'_{b1} = -\alpha \cdot 0_2 - \alpha \cdot 0_1 = -0,7 \cdot 107240 - 0,7 \cdot 214480 = -225204 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d2} = M'_{b2} = P_2 \cdot c + M_{d1} = 7000 \cdot 40 - 225204 = +54796 \text{ Kg cm}$$

NOTA : Los momentos $M'_B, M'_D, M'_{b1}, M'_{b2}, M'_{d2}, M'_{d1}$ y los esfuerzos H'_A, H'_E, V'_A, V'_E , se producen cuando las cargas P_1 y P_2 están en sentido inverso de la figura 389. Calcular también M_C con el carro en el centro.

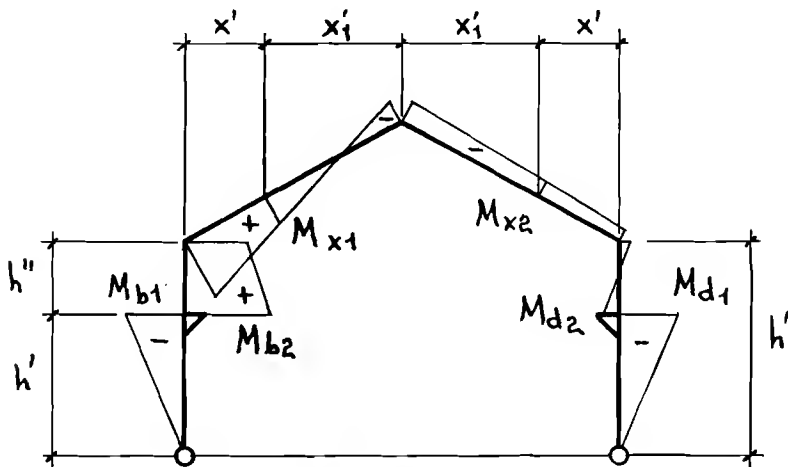


Fig.394

La figura 394 indica los momentos máximos multiplicados por 5 - (por ser muy pequeños para representarlos gráficamente a la misma escala que los otros). Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{x1} = \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

5º Frenado del puente grúa (fuerza horizontal)

Fig.395

$$P_9 = \frac{P_1 - \text{Peso viga carrilera}}{10} = \frac{14000 - 1000}{10} = 1300 \text{ Kg}$$

$$P'_9 = \frac{P_9 \cdot h'}{h} = \frac{1300 \cdot 700}{1000} = 910 \text{ Kg}$$

$$P_{10} = \frac{\text{Rueda más cargada}}{7} = \frac{7350}{7} = 1050 \text{ Kg}$$

La fuerza P_{10} la podemos repartir entre 3 soportes, debido a que la viga carrilera une a todos ellos, por lo tanto tendremos :

$$P_{10} = \frac{1050}{3} = 350 \text{ Kg} ; P'_{10} = \frac{P_{10} \cdot h'}{h} = \frac{350 \cdot 700}{1000} = 245 \text{ Kg}$$

$$M_D = M'_D = - \frac{P \cdot h \cdot (B + C)}{2 \cdot N} = - \frac{910 \cdot 1000 \cdot (5,29 + 4,14)}{2 \cdot 11,78} = - 364231 \text{ Kg cm}$$

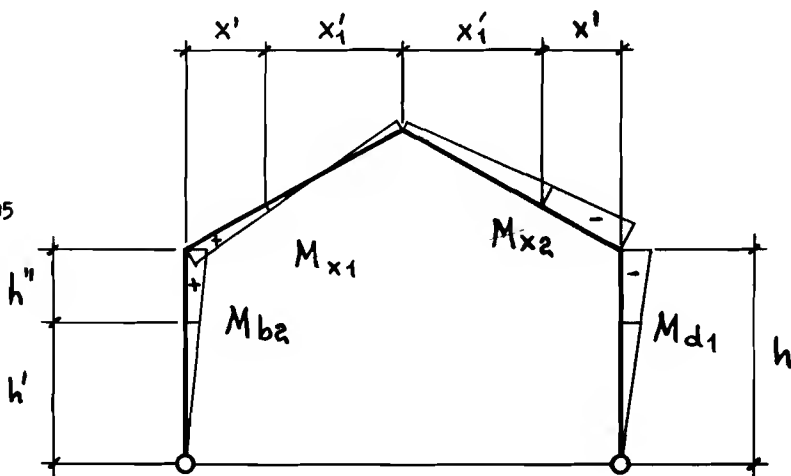
$$M_B = M'_B = P \cdot h + M_D = 910 \cdot 1000 - 364231 = + 545769 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{P \cdot h}{2} + m \cdot M_D = \frac{910 \cdot 1000}{2} - 1,57 \cdot 364231 = - 116852 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = M'_{b2} = \frac{h'}{h} \cdot M_B = \frac{700}{1000} \cdot 545769 = + 382038 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d1} = M'_{d1} = \frac{h'}{h} \cdot M_D = - \frac{700}{1000} \cdot 364231 = - 254961 \text{ Kg cm}$$

Fig.395



La figura 395 indica los momentos máximos. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{x1} = \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

Los momentos M_{B1} , M_{D1} , M_{b3} y M_{d3} son en sentido longitudinal a - a la nave, y debidos a la fuerza P'_{10} y P_{10} .

$$M_{B1} = M_{D1} = P'_{10} \cdot h = 245 \cdot 1000 = + 245000 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b3} = M_{d3} = P_{10} \cdot h' = 350 \cdot 700 = + 245000 \text{ Kg cm}$$

6ª Dilatación térmica

Fig.396

$$M_B = M_D = - \frac{3 \cdot 2100000 \cdot I_2 \cdot 0,000012 \cdot t \cdot 1}{1' \cdot h \cdot N}$$

$$M_C = n \cdot M_B ; H_A = H_E = \frac{- M_B}{h}$$

t = Variación de la temperatura en grados

NOTA : Estas fórmulas son para un aumento uniforme de la temperatura, - para una disminución de la misma, todas las fuerzas cambian de - sentido y los momentos de signo.

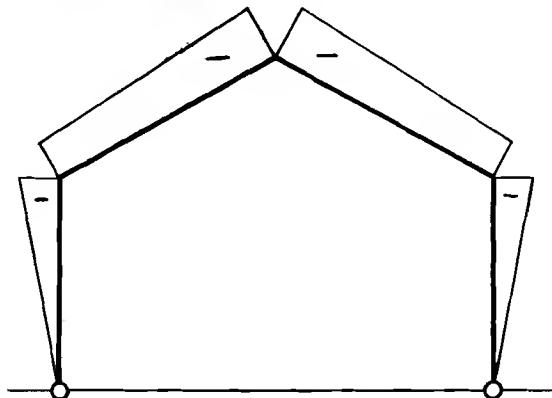


Fig.396

Como queda dicho anteriormente, los momentos que salen por la dilatación térmica, no intervienen normalmente en el cálculo. En la figura 396, está representado el momento del pórtico multiplicado por 20, - con una variación de + 25 grados centígrados, por encima de la temperatura de montaje.

Anclajes en caso 1º (carga sobre la cubierta)

$$H_A = H_E = \frac{-M_E}{h} = \frac{1957236}{1000} = +1957 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,5 \cdot 2000}{2} = +8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2º (viento sobre la cubierta)

$$H_A = -\frac{O_1}{h} - \frac{q_1 \cdot f}{2} = -\frac{41352}{1000} - \frac{2,05 \cdot 577}{2} = -632 \text{ Kg}$$

$$H_E = -\frac{O_1}{h} + \frac{q_1 \cdot f}{2} = -\frac{41352}{1000} + \frac{2,05 \cdot 577}{2} = +550 \text{ Kg}$$

$$V_A = -\frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (1+m)}{2 \cdot l} = -\frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (1+1,57)}{2 \cdot 2000} = -759 \text{ Kg}$$

$$V_E = \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (1+m)}{2 \cdot l} = \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (1+1,57)}{2 \cdot 2000} = +759 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3º (viento sobre el muro vertical)

$$H_A = -(q_2 \cdot h - H_E) = -4,16 \cdot 1000 + 872 = -3288 \text{ Kg}$$

$$H_E = \frac{-M_D}{h} = -\frac{872040}{1000} = +872 \text{ Kg}$$

$$V_A = -\frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot l} = -\frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} = -1040 \text{ Kg}$$

$$V_E = \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot l} = - \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} = + 1040 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 4º (Puede grúa)

$$H_A = H_E = H'_A = H'_E = \frac{O_1}{h} + \frac{O_2}{h} = \frac{214480}{1000} + \frac{107240}{1000} = + 321 \text{ Kg}$$

$$V_A = V'_E = P_1 - \frac{P_1 \cdot c}{l} + \frac{P_2 \cdot c}{l} = 14000 - \frac{14000 \cdot 40}{2000} + \frac{7000 \cdot 40}{2000} = + 13860 \text{ Kg}$$

$$V_E = V'_A = \frac{P_1 \cdot c}{l} + P_2 - \frac{P_2 \cdot c}{l} = \frac{14000 \cdot 40}{2000} + 7000 - \frac{7000 \cdot 40}{2000} = + 7140 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 5º (frenado del puente grúa)

$$H_A = H'_E = - (P'_9 - H_E) = - 910 + 364 = - 546 \text{ Kg}$$

$$H_E = H'_E + \frac{H_D}{h} = \frac{364231}{1000} = + 364 \text{ Kg}$$

$$H_{A1} + H_{E1} = P'_{10} = + 245 \text{ Kg}$$

$$V_A = V'_A = - \frac{P'_9 \cdot h}{l} = - \frac{910 \cdot 1000}{2000} = - 455 \text{ Kg}$$

$$V_E = V'_E = \frac{P'_9 \cdot h}{l} = \frac{910 \cdot 1000}{2000} = + 455 \text{ Kg}$$

H_{A1} y H_{E1} son la reacción de los anclajes en el sentido longitudinal a la nave por la fuerza P'_{10} .

R e s u m e n

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes para establecer el equilibrio, - con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él, combinando con el puente grúa o sin él, frenando o sin frenar).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se producirán estos en el otro lado.

C a s o	M_{b1}	M'_{b1}	M_{b2}	M'_{b2}	M_{b3}
1º	- 1370065	- 1370065			
2º			+ 442943	+ 442943	
3º			+ 1282372	+ 1282372	
4º	- 225204	- 225204	+ 334796	+ 54796	
5º			+ 382038	+ 382038	+ 245000
Suma algebraica	- 1595269	- 1595269	+ 2442149	+ 2162149	+ 245000
Para cálculo	- 1595269		+ 2442149		+ 245000

C a s o	M_B	M'_B	M_{B1}	M_C	M_D
1º	- 1957236	- 1957236		+ 1250362	- 1957236
2º	+ 632777	+ 632777		- 105704	- 550073
3º	+ 1207960	+ 1207960		- 329102	- 872040
4º	+ 238280	- 41720		- 85100	- 41720
5º	+ 545769	+ 545769	+ 245000	- 116852	- 364231
Suma algebraica	+ 667550	+ 387550	+ 245000	+ 613604	- 3785300
Para cálculo		- 1998956	+ 245000	+ 1250362	- 3785300

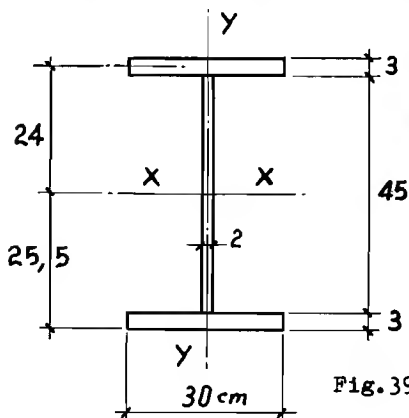
C a s o	M'_D	M_{D1}	M_{d1}	M'_{d1}	M_{d2}	M'_{d2}	M_{d3}
1º	- 1957236		- 1370065	- 1370065			
2º	- 550073		- 385051	- 385051			
3º	- 872040		- 610428	- 610428			
4º	+ 238280		- 225204	- 225204	+ 54796	+ 334796	
5º	- 364231	+ 245000	- 254961	- 254961			+ 245000
Suma algebraica	- 3505300	+ 245000	- 2845709	- 2845709	+ 54796	+ 334796	+ 245000
Para cálculo		+ 245000		- 2845709		+ 334796	+ 245000

C a s o	$H_A = H'_A$	$H_E = H'_E$	H_{A1}	H_{E1}	V_A	V'_A	V_E	V'_E
1º	+ 1957	+ 1957			+ 8500	+ 8500	+ 8500	+ 8500
2º	- 632	+ 550			- 759	- 759	+ 759	+ 759
3º	- 3288	+ 872			- 1040	- 1040	+ 1040	+ 1040
4º	+ 321	+ 321			+ 13860	+ 7140	+ 7140	+ 13860
5º	- 546	+ 364	+ 245	+ 245	- 455	- 455	+ 455	+ 455
Suma algebraica	- 2188	+ 4064	+ 245	+ 245	+ 20106	+ 13386	+ 17894	+ 24614
Para cálculo	+ 2278	+ 4064	+ 245	+ 245	+ 22360			+ 24614

Cálculo de la sección del Pórtico

En este pórtico además de tener en cuenta el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta, el viento, y al mismo tiempo que se produce por lo citado anteriormente, intervendrán en el cálculo de la sección, todos los momentos y esfuerzos máximos originados por el puente grúa. Deberá resistir por lo tanto, en el caso que se trata aquí, un momento de $M_D = 3785300 \text{ Kg cm}$ en el sentido transversal de la nave, y un momento de $M_L = 245000 \text{ Kg cm}$ en el sentido longitudinal a la nave. La compresión D_1 máxima será de $V_E = 24614 \text{ Kg}$.

Como en los pórticos anteriores se pondrá el perfil, de una viga armada de altura de alma 45 cm. Tensión de trabajo 1400 Kg/cm^2 . Cálculo del perfil adecuado (Fig.397 = perfil del pórtico) :



$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 3^3}{12} + 3 \cdot 30 \cdot 24^2 \right) + \frac{2 \cdot 45^3}{12} = 119002 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{119002}{25,5} = 4666 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{3 \cdot 30^3}{12} + \frac{45 \cdot 2^3}{12} = 13530 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{13530}{15} = 902 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección} = 3 \cdot 60 + 2 \cdot 45 = 270 \text{ cm}^2 ; \quad i_y = \frac{13530}{270} = 7,07 \text{ cm}$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{7,07} = 141 ; \quad \omega = 3,36 \text{ (ver pág.226)} ; \quad T_c = \frac{24614 \cdot 3,36}{270} = 306 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{3785300}{4666} + \frac{245000}{902} = 1082 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión total a que trabaja el perfil

$$T_{to} = 306 + 1082 = 1388 \text{ Kg/cm}^2$$

NOTA: Este pórtico deberá llevar una articulación, que resista también el frenado del puente grúa, en el sentido longitudinal a la nave.

d) PORTICO EMPOTRADO DE NAVE CON PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² - (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2$ en este cálculo, para otros casos cambiar la constante k, como en el ejemplo "i". Ver figuras 398 y 399. $P_1 = 14000$ Kg, $P_2 = 7000$ Kg, $P_3 = 1300$ Kg de frenado del puente grúa. - $P_{10} = 1050$ Kg de frenado del puente grúa en el sentido longitudinal a la nave.

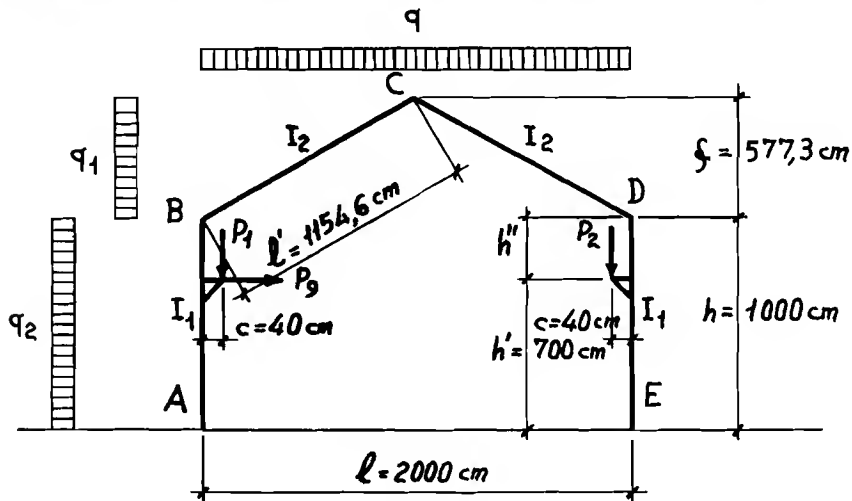
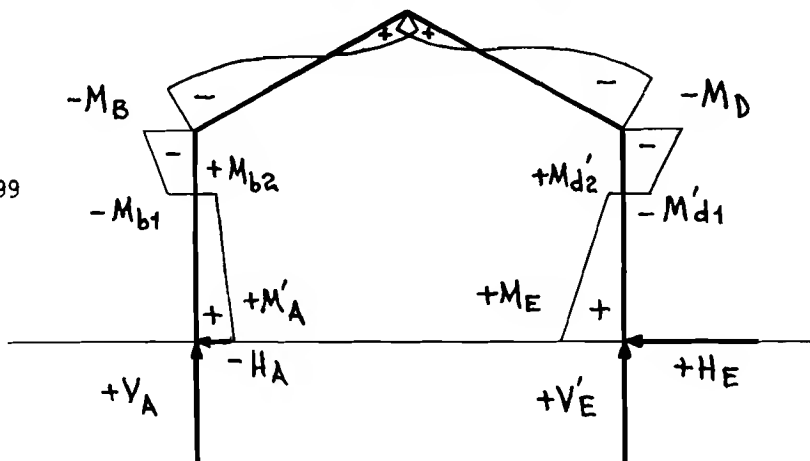


Fig. 398

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos de los anclajes. (Los momentos están representados en la figura 399, con una escala menor que las figuras que siguen).

Fig. 399



C a r g a s

$$q = \frac{11,546 \cdot 2 \cdot (93 + 20) \cdot 6,5}{20} = 848 \text{ Kg ml} \approx 8,5 \text{ Kg cml}$$

$$q_1 = 125 \cdot 6,5 \cdot \text{sen}^2 30^\circ = 203,1 \text{ Kg ml} \approx 2,05 \text{ Kg cml (ver página 203)}$$

$$q_2 = 0,8 \cdot 80 \cdot 6,5 = 416 \text{ Kg ml} = 4,16 \text{ Kg cml (ver página 223)}$$

C o n s t a n t e s

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l'} = \frac{1}{1} \cdot \frac{1000}{1154} = 0,86 \quad ; \quad n = \frac{f}{h} = \frac{577}{1000} = 0,57$$

Cuando se quiera que el momento de inercia del soporte I_1 , sea superior al de la cubierta I_2 , se tendrá que reducir la constante "k" convenientemente, según el caso.

$$m = 1 + n = 1 + 0,57 = 1,57 \quad ; \quad C = 1 + 2 \cdot m = 1 + 2 \cdot 1,57 = 4,14$$

$$B = 3 \cdot k + 2 = 3 \cdot 0,86 + 2 = 4,58$$

$$K_1 = 2 \cdot (k + 1 + m + m^2) = 2 \cdot (0,86 + 1 + 1,57 + 1,57^2) = 11,78$$

$$K_2 = 2 \cdot (k + n^2) = 2 \cdot (0,86 + 0,57^2) = 2,36$$

$$R = n \cdot C - k = 0,57 \cdot 4,14 - 0,86 = 1,5$$

$$N_1 = K_1 \cdot K_2 - R^2 = 11,78 \cdot 2,36 - 1,5^2 = 25,55$$

$$N_2 = 3 \cdot k + B = 3 \cdot 0,86 + 4,58 = 7,16$$

$$\alpha = \frac{h'}{h} = \frac{700}{1000} = 0,7 \quad ; \quad \tilde{\alpha} = \frac{h''}{h} = \frac{300}{1000} = 0,3$$

1ª Carga sobre la cubierta

Fig.400

$$M_A = M_E = \frac{q \cdot l^2}{16} \cdot \frac{k \cdot (8 + 15 \cdot n) + n \cdot (6 - n)}{N_1} =$$

$$= \frac{8,5 \cdot 2000^2}{16} \cdot \frac{0,86 \cdot (8 + 15 \cdot 0,57) + 0,57 \cdot (6 - 0,57)}{25,55} = + 1440750 \text{ Kg cm}$$

$$M_B = M_D = - \frac{q \cdot l^2}{16} \cdot \frac{k \cdot (16 + 15 \cdot n) + n^2}{N_1} =$$

$$= - \frac{8,5 \cdot 2000^2}{16} \cdot \frac{0,86 \cdot (16 + 15 \cdot 0,57) + 0,57^2}{25,55} = - 1782875 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{q \cdot l^2}{8} - n \cdot M_A + m \cdot M_B =$$

$$= \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8} - 0,57 \cdot 1440750 - 1,57 \cdot 1782875 = + 629659 \text{ Kg cm}$$

$$x = \frac{1}{4} + \frac{M_C - M_B}{q \cdot l/2} = \frac{2000}{4} + \frac{629659 + 1782875}{8,5 \cdot 1000} = 784 \text{ cm}$$

$$x_1 = 1000 - 784 = 216 \text{ cm}$$

$$M'_x = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x}{1/2} \cdot M_C =$$

$$= \frac{8,5 \cdot 784 \cdot 216}{2} - \frac{216}{1000} \cdot 1782875 + \frac{784}{1000} \cdot 629659 = + 828263 \text{ Kg cm, luego -}$$

es superior a M_C y por lo tanto se deberá tener en cuenta para el cálculo.

$$M_{b1} = M_{d1} = \frac{h''}{h} \cdot M_A + \frac{h'}{h} \cdot M_B =$$

$$= \frac{300}{1000} \cdot 1440750 - \frac{700}{1000} \cdot 1782875 = - 815787 \text{ Kg cm}$$

La figura 400 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada.

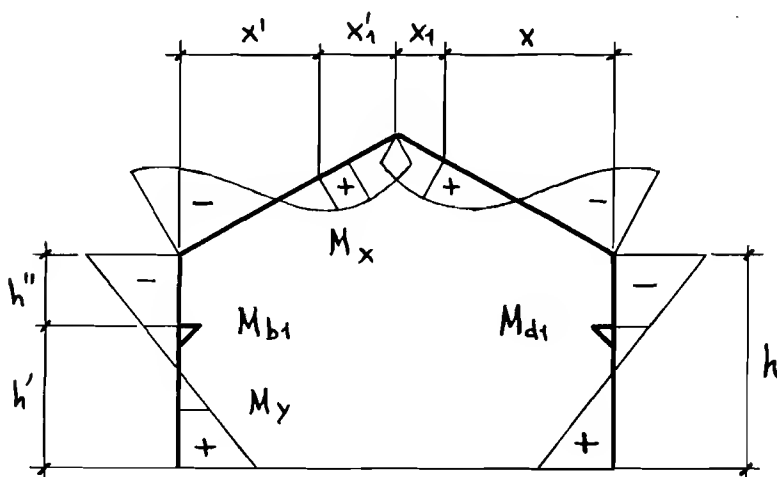


Fig.400

Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_x = \frac{q \cdot x' \cdot x'_1}{2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; \quad M_y = \frac{h'_x}{h} \cdot M_A + \frac{h'_x}{h} \cdot M_B$$

2º Viento sobre la cubierta

Fig.401

$$O_1 = \frac{q_1 \cdot f^2}{8} \cdot \frac{k \cdot (9 \cdot n + 4) + n \cdot (6 + n)}{N_1} =$$

$$= \frac{2,05 \cdot 577^2}{8} \cdot \frac{0,86 \cdot (9 \cdot 0,57 + 4) + 0,57 \cdot (6 + 0,57)}{25,55} = 38646$$

$$O_2 = \frac{q_1 \cdot f^2}{8} \cdot \frac{k \cdot (8 + 9 \cdot n) - n^2}{N_1} =$$

$$= \frac{2,05 \cdot 577^2}{8} \cdot \frac{0,86 \cdot (8 + 9 \cdot 0,57) - 0,57^2}{25,55} = 36599$$

$$O_3 = \frac{q_1 \cdot f \cdot h}{8} \cdot \frac{4 \cdot B + n}{N_2} = \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{8} \cdot \frac{4 \cdot 4,58 + 0,57}{7,16} = 388861$$

$$M_A = - O_1 - O_3 = - 38646 - 388861 = - 427507 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = - O_1 + O_3 = - 38646 + 388861 = + 350215 \text{ Kg cm}$$

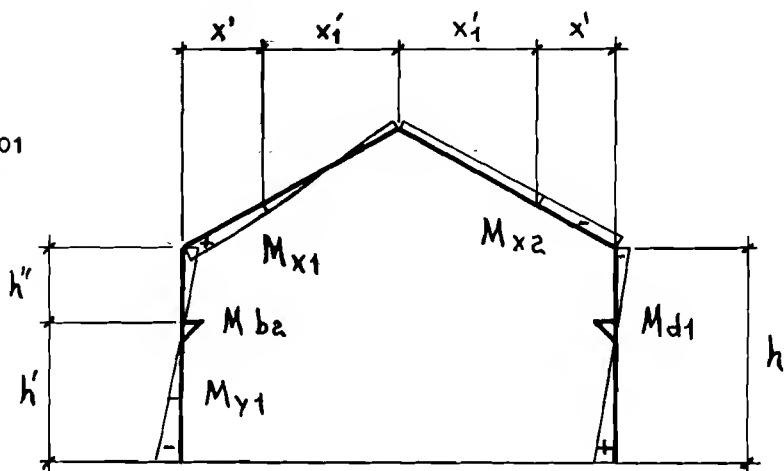
$$M_B = O_2 + \left(\frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} - O_3 \right) = 36599 + \left(\frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} - 388861 \right) = + 239163 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = O_2 - \left(\frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} - O_3 \right) = 36599 - \left(\frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} - 388861 \right) = - 165965 \text{ Kg cm}$$

$$M_G = - \frac{q_1 \cdot f^2}{4} + n \cdot O_1 + m \cdot O_2 =$$

$$= - \frac{2,05 \cdot 577^2}{4} + 0,57 \cdot 38646 + 1,57 \cdot 36599 = - 91137 \text{ Kg cm}$$

Fig.401



$$M_{b2} = \frac{h'}{h} \cdot M_B + \frac{h''}{h} \cdot M_A = \frac{700}{1000} \cdot 239163 - \frac{300}{1000} \cdot 427507 = + 39162 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d1} = \frac{h'}{h} \cdot M_D + \frac{h''}{h} \cdot M_E = - \frac{700}{1000} \cdot 165965 + \frac{300}{1000} \cdot 350215 = - 11111 \text{ Kg cm}$$

La figura 401 indica los momentos máximos. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{y1} = \frac{h'_x}{h} \cdot M_B + \frac{h''_x}{h} \cdot M_A ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

$$M_{x1} = \frac{q_1 \cdot f^2}{2} \cdot \frac{x' \cdot x'_1}{(1/2)^2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C$$

3º Viento sobre el muro vertical

Fig.402

$$O_1 = \frac{q_2 \cdot h^2}{8} \cdot \frac{k \cdot (k+6) + k \cdot n \cdot (15 + 16 \cdot n) + 6 \cdot n^2}{N_1} =$$

$$= \frac{4,16 \cdot 1000^2}{8} \cdot \frac{0,86 \cdot (0,86 + 6) + 0,86 \cdot 0,57 \cdot (15 + 16 \cdot 0,57) + 6 \cdot 0,57^2}{25,55} = 400348$$

$$O_2 = \frac{q_2 \cdot h^2 \cdot k \cdot (9 \cdot n + 8 \cdot n^2 - k)}{8 \cdot N_1} =$$

$$= \frac{4,16 \cdot 1000^2 \cdot 0,86 \cdot (9 \cdot 0,57 + 8 \cdot 0,57^2 - 0,86)}{8 \cdot 25,55} = 120231$$

$$O_3 = \frac{q_2 \cdot h^2 \cdot (2 \cdot k + 1)}{2 \cdot N_2} = \frac{4,16 \cdot 1000^2 \cdot (2 \cdot 0,86 + 1)}{2 \cdot 7,16} = 790167$$

$$M_A = - O_1 - O_3 = - 400348 - 790167 = - 1190515 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = - O_1 + O_3 = - 400348 + 790167 = + 389819 \text{ Kg cm}$$

$$M_B = 0_2 + \left(\frac{q_2 \cdot h^2}{4} - 0_3 \right) = 120231 + \left(\frac{4,16 \cdot 1000^2}{4} - 790167 \right) = +370064 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = 0_2 - \left(\frac{q_2 \cdot h^2}{4} - 0_3 \right) = 120231 - \left(\frac{4,16 \cdot 1000^2}{4} - 790167 \right) = -129602 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = - \frac{q_2 \cdot h \cdot f}{4} + n \cdot 0_1 + m \cdot 0_2 =$$

$$= - \frac{4,16 \cdot 1000 \cdot 577}{4} + 0,57 \cdot 400348 + 1,57 \cdot 120231 = -183119 \text{ Kg cm}$$

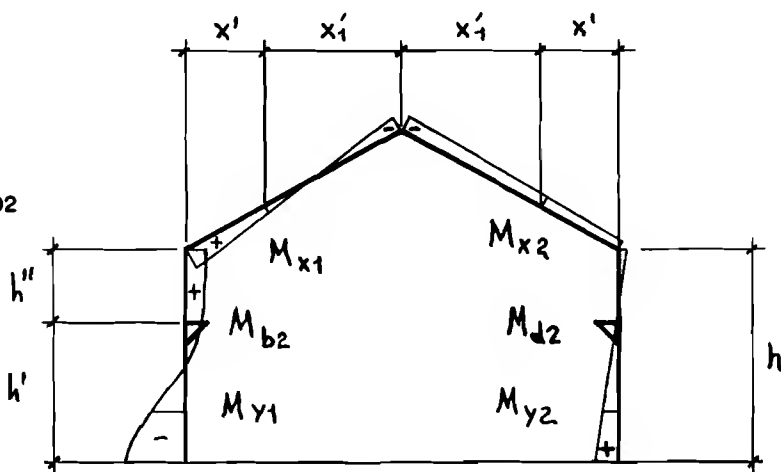
$$M_{b2} = \frac{q_2 \cdot h' \cdot h''}{2} + \frac{h''}{h} \cdot M_A + \frac{h'}{h} \cdot M_B =$$

$$= \frac{4,16 \cdot 700 \cdot 300}{2} - \frac{300}{1000} \cdot 1190515 + \frac{700}{1000} \cdot 370064 = +338690 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d2} = \frac{h'}{h} \cdot M_D + \frac{h''}{h} \cdot M_E =$$

$$= - \frac{700}{1000} \cdot 129602 + \frac{300}{1000} \cdot 389819 = +26224 \text{ Kg cm}$$

Fig.402



La figura 402 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{y1} = \frac{q_2 \cdot h'_x \cdot h''_x}{2} + \frac{h''_x}{h} \cdot M_A + \frac{h'_x}{h} \cdot M_B ; M_{y2} = \frac{h'}{h} \cdot M_D + \frac{h''}{h} \cdot M_E$$

$$M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D ; M_{x1} = \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C$$

4º Puente grúa, carga vertical

Fig.403

$$O_1 = P_1 \cdot c \cdot [2 \cdot n^2 - (1 - 3 \cdot n^2) \cdot k] =$$

$$= 14000 \cdot 40 \cdot [2 \cdot 0,57^2 - (1 - 3 \cdot 0,3^2) \cdot 0,86] = 12320$$

$$O'_1 = P_2 \cdot c \cdot [2 \cdot n^2 - (1 - 3 \cdot n^2) \cdot k] =$$

$$= 7000 \cdot 40 \cdot [2 \cdot 0,57^2 - (1 - 3 \cdot 0,3^2) \cdot 0,86] = 6160$$

$$O_2 = P_1 \cdot c \cdot [n \cdot C - (3 \cdot \alpha^2 - 1) \cdot k] =$$

$$= 14000 \cdot 40 \cdot [0,57 \cdot 4,14 - (3 \cdot 0,7^2 - 1) \cdot 0,86] = 1095136$$

$$O'_2 = P_2 \cdot c \cdot [n \cdot C - (3 \cdot \alpha^2 - 1) \cdot k] =$$

$$= 7000 \cdot 40 \cdot [0,57 \cdot 4,14 - (3 \cdot 0,7^2 - 1) \cdot 0,86] = 547568$$

$$O_3 = \frac{O_1 \cdot K_1 - O_2 \cdot R}{2 \cdot N_1} = \frac{12320 \cdot 11,78 - 1095136 \cdot 1,5}{2 \cdot 25,55} = - 29306$$

$$O'_3 = \frac{O'_1 \cdot K_1 - O'_2 \cdot R}{2 \cdot N_1} = \frac{6160 \cdot 11,78 - 547568 \cdot 1,5}{2 \cdot 25,55} = - 14653$$

$$O_4 = \frac{O_2 \cdot K_2 - O_1 \cdot R}{2 \cdot N_1} = \frac{1095136 \cdot 2,36 - 12320 \cdot 1,5}{2 \cdot 25,55} = 50216$$

$$O'_4 = \frac{O'_2 \cdot K_2 - O'_1 \cdot R}{2 \cdot N_1} = \frac{547568 \cdot 2,36 - 6160 \cdot 1,5}{2 \cdot 25,55} = 25108$$

$$O_5 = \frac{P_1 \cdot c}{2} \cdot \frac{B - 3 \cdot (\alpha - \pi) \cdot k}{N_2} =$$

$$= \frac{14000 \cdot 40}{2} \cdot \frac{4,58 - 3 \cdot (0,7 - 0,3) \cdot 0,86}{7,16} = 138748$$

$$O'_5 = \frac{P_2 \cdot c}{2} \cdot \frac{B - 3 \cdot (\alpha - \pi) \cdot k}{N_2} =$$

$$= \frac{7000 \cdot 40}{2} \cdot \frac{4,58 - 3 \cdot (0,7 - 0,3) \cdot 0,86}{7,16} = 69374$$

$$M_A = M'_E = -O_3 - O_5 - O'_3 + O'_5 = 29306 - 138748 + 14653 + 69374 = -25415 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b1} = M'_{d1} = -O_3 - O_5 - \left[\left(\frac{P_1 \cdot c}{2 \cdot h} - \frac{O_3 + O_4}{h} \right) \cdot h' \right] +$$

$$+ \frac{h'}{h} \cdot \left[O'_4 - \left(\frac{P_2 \cdot c}{2} - O'_5 \right) \right] + \frac{h''}{h} \cdot (-O'_3 + O'_5) =$$

$$= 29306 - 138748 - \left[\left(\frac{14000 \cdot 40}{2 \cdot 1000} - \frac{29306 + 50216}{1000} \right) \cdot 700 \right] +$$

$$+ \frac{700}{1000} \cdot \left[25108 - \left(\frac{7000 \cdot 40}{2} - 69374 \right) \right] + \frac{300}{1000} \cdot (14653 + 69374) = -298096 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = M'_{d2} = P_1 \cdot c + M_{b1} = 14000 \cdot 40 - 298096 = +261904 \text{ Kg cm}$$

$$M_B = M'_D = O_4 + \left(\frac{P_1 \cdot c}{2} - O_5 \right) + O'_4 - \left(\frac{P_2 \cdot c}{2} - O'_5 \right) =$$

$$= 50216 + \left(\frac{14000 \cdot 40}{2} - 138748 \right) + 25108 - \left(\frac{7000 \cdot 40}{2} - 69374 \right) = +145950 \text{ Kg cm}$$

$$\begin{aligned} M_0 &= - \frac{n \cdot P_1 \cdot c}{2} + n \cdot 0_3 + m \cdot 0_4 - \frac{n \cdot P_2 \cdot c}{2} + n \cdot 0'_3 + m \cdot 0'_4 = \\ &= - \frac{0,57 \cdot 14000 \cdot 40}{2} - 0,57 \cdot 29306 + 1,57 \cdot 50216 - \frac{0,57 \cdot 7000 \cdot 40}{2} - \\ &\quad - 0,57 \cdot 14653 + 1,57 \cdot 25108 = - 146098 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_D = M'_B &= 0'_4 + \left(\frac{P_2 \cdot c}{2} - 0_5 \right) + 0_4 - \left(\frac{P_1 \cdot c}{2} - 0_5 \right) = \\ &= 25108 + \left(\frac{7000 \cdot 40}{2} - 69374 \right) + 50216 - \left(\frac{14000 \cdot 40}{2} - 138748 \right) = +4698 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{d1} = M'_{b1} &= - 0'_3 - 0'_5 - \left[\left(\frac{P_2 \cdot c}{2 \cdot h} - \frac{0'_3 + 0'_4}{h} \right) \cdot h' \right] + \\ &\quad + \frac{h'}{h} \cdot \left[0_4 - \left(\frac{P_1 \cdot c}{2} - 0_5 \right) \right] + \frac{h''}{h} \cdot (- 0_3 + 0_5) = \\ &= 14653 - 69374 - \left[\left(\frac{7000 \cdot 40}{2 \cdot 1000} - \frac{- 14653 + 25108}{1000} \right) \cdot 700 \right] + \\ &\quad + \frac{700}{1000} \cdot \left[50216 - \left(\frac{14000 \cdot 40}{2} - 138748 \right) \right] + \frac{300}{1000} \cdot (29306 + 138748) = \\ &= - 159030 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

$$M_{d2} = M'_{b2} = P_2 \cdot c + M_{d1} = 7000 \cdot 40 - 159030 = + 120970 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = M'_A = - 0'_3 - 0'_5 - 0_3 + 0_5 = 14653 - 69374 + 29306 + 138748 = + 113333 \text{ Kg cm}$$

NOTA : Los momentos M'_B , M'_D , M'_{b1} , M'_{b2} , M'_{d2} , M'_{d1} y los esfuerzos H'_A , H'_E ,

V'_A, V'_E , se producen cuando las cargas P_1 y P_2 están en sentido inverso de la figura 398. Calcular también M_c con el carro en el centro.

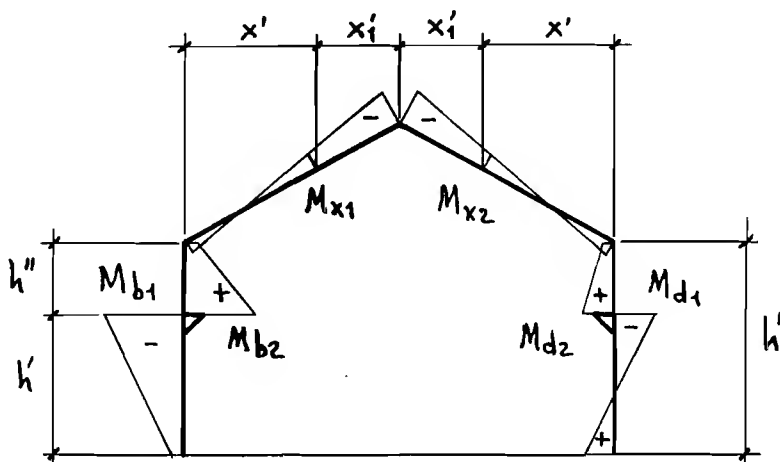


Fig.403

La figura 403 indica los momentos máximos multiplicados por 5 - (por ser muy pequeños para representarlos gráficamente a la misma escala que los otros). Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{x1} = \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

5º Frenado del puente grúa (fuerza horizontal)

Fig.404

$$P_9 = \frac{P_1 - \text{Peso viga carrilera}}{10} = \frac{14000 - 1000}{10} = 1300 \text{ Kg}$$

$$P'_9 = \frac{P_9 \cdot h'}{h} = \frac{1300 \cdot 700}{1000} = 910 \text{ Kg}$$

La fuerza P_{10} la podemos repartir entre 3 soportes, debido a que la viga carrilera une a todos ellos. Por lo tanto tendremos :

$$P_{10} = \frac{1050}{3} = 350 \text{ Kg} ; P'_{10} = \frac{P_{10} \cdot h'}{h} = \frac{350 \cdot 700}{1000} = 245 \text{ Kg}$$

$$O_1 = \frac{3 \cdot P'_9 \cdot f \cdot (k + 2 \cdot n \cdot k + n)}{2 \cdot N_1} =$$

$$= \frac{3 \cdot 910 \cdot 577 \cdot (0,86 + 2 \cdot 0,57 \cdot 0,86 + 0,57)}{2 \cdot 25,55} = 74303$$

$$O_2 = \frac{3 \cdot P'_9 \cdot f \cdot m \cdot k}{N_1} = \frac{3 \cdot 910 \cdot 577 \cdot 1,57 \cdot 0,86}{25,55} = 83243$$

$$O_3 = \frac{P'_9 \cdot h \cdot B}{2 \cdot N_2} = \frac{910 \cdot 1000 \cdot 4,58}{2 \cdot 7,16} = 291047$$

$$M_A = M'_A = - O_1 - O_3 = - 74303 - 291047 = - 365350 \text{ Kg cm}$$

$$M_B = M'_B = O_2 + \left(\frac{P'_9 \cdot h}{2} - O_3 \right) = 83243 + \left(\frac{910 \cdot 1000}{2} - 291047 \right) = + 247196 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = - \frac{P'_9 \cdot f}{2} + n \cdot O_1 + m \cdot O_2 = - \frac{910 \cdot 577}{2} + 0,57 \cdot 74303 + 1,57 \cdot 83243 =$$

$$= - 352026 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = M'_D = O_2 - \left(\frac{P'_9 \cdot h}{2} - O_3 \right) = 83243 - \left(\frac{910 \cdot 1000}{2} - 291047 \right) = - 80710 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = M'_E = - O_1 + O_3 = - 74303 + 291047 = + 216744 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = M'_{b2} = \frac{h''}{h} \cdot M_A + \frac{h'}{h} \cdot M_B = - \frac{300}{1000} \cdot 365350 + \frac{700}{1000} \cdot 247196 = + 63432 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d2} = M'_{d2} = \frac{h'}{h} \cdot M_D + \frac{h''}{h} \cdot M_E = - \frac{700}{1000} \cdot 80710 + \frac{300}{1000} \cdot 216744 = + 8526 \text{ Kg cm}$$

Los momentos M_{B1} , M_{D1} , M_{b3} y M_{d3} son en sentido longitudinal a la nave y debidos a la fuerza P'_{10} y P_{10} .

$$M_{B1} = M_{D1} = P'_{10} \cdot h = 245 \cdot 1000 = + 245000 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b3} = M_{d3} = P_{10} \cdot h' = 350 \cdot 700 = + 245000 \text{ Kg cm}$$

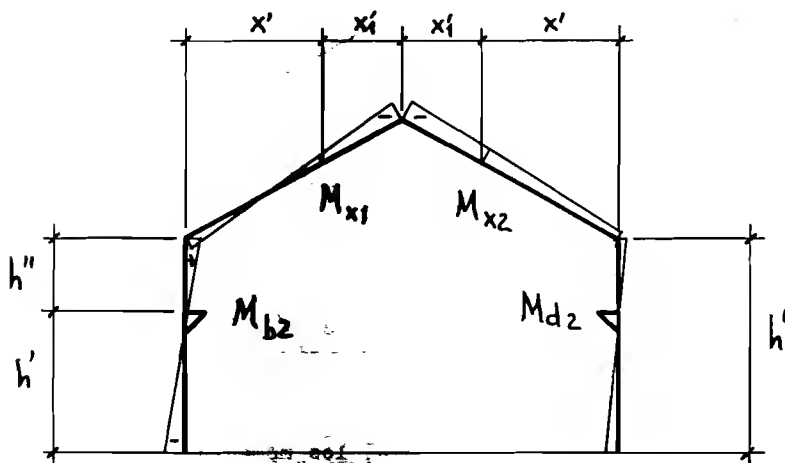


Fig.404

La figura 404 indica los momentos máximos. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes:

$$M_{x1} = \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M_C ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M_D$$

6ª Dilatación termica

Fig.405

$$\alpha_1 = \frac{9 \cdot 2100000 \cdot I_2 \cdot 0,000012 \cdot t \cdot 1}{E \cdot I' \cdot N_1}$$

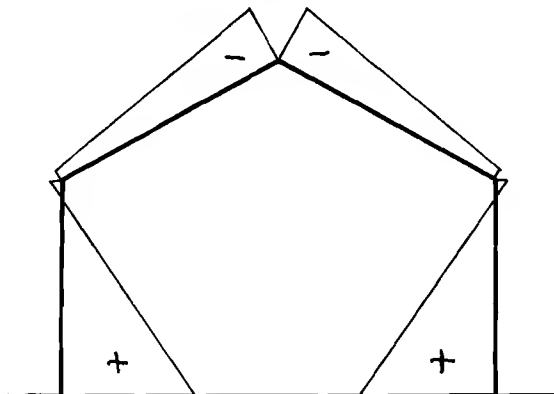
$$M_A = M_E = \alpha_1 \cdot (k+2+n) ; M_B = M_D = - \alpha_1 \cdot (k-n)$$

$$M_C = -n \cdot M_A + m \cdot M_B ; H_A = H_E = \frac{M_A - M_B}{h}$$

t = variación de la temperatura en grados

NOTA : Estas fórmulas son para un aumento uniforme de la temperatura, - para una disminución de la misma, todas las fuerzas cambian de sentido y los momentos de signo.

Fig.405



Como queda dicho anteriormente, los momentos que salen por la dilatación térmica, no intervienen normalmente en el cálculo. En la figura 405, esta representado el momento del portico multiplicado por 20, - con una variación de + 25 grados centígrados, por encima de la temperatura de montaje.

Anclajes en caso 1º (carga sobre la cubierta)

$$H_A = H_E = \frac{M_A - M_B}{h} = \frac{1440750 + 1782875}{1000} = + 3223 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,5 \cdot 2000}{2} = + 8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2º (viento sobre la cubierta)

$$H_A = - (q_1 \cdot f - H_E) = - 2,05 \cdot 577 + 516 = - 666 \text{ Kg}$$

$$H_E = \frac{q_1 \cdot f}{2} - \frac{O_1 + O_2}{h} = \frac{2,05 \cdot 577}{2} - \frac{38646 + 36599}{1000} = + 516 \text{ Kg}$$

$$V_A = - \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (2+n)}{2 \cdot 1} + \frac{2 \cdot O_3}{1} = - \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (2+0,57)}{2 \cdot 2000} + \frac{2 \cdot 388861}{2000} = - 371 \text{ Kg}$$

$$V_E = \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (2+n)}{2 \cdot 1} - \frac{2 \cdot O_3}{1} = \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (2+0,57)}{2 \cdot 2000} - \frac{2 \cdot 388861}{2000} = + 371 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3º (viento sobre el muro vertical)

$$H_A = - (q_2 \cdot h - H_E) = - 4,16 \cdot 1000 + 519 = - 3641 \text{ Kg}$$

$$H_E = \frac{q_2 \cdot h}{4} - \frac{O_1 + O_2}{h} = \frac{4,16 \cdot 1000}{4} - \frac{400348 + 120231}{1000} = - 519 \text{ Kg}$$

$$V_A = - \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot 1} + \frac{2 \cdot O_3}{1} = - \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} + \frac{2 \cdot 790167}{2000} = - 249 \text{ Kg}$$

$$V_E = \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot 1} - \frac{2 \cdot O_3}{1} = \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} - \frac{2 \cdot 790167}{2000} = + 249 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 4º (puente grúa)

$$H_A = H_E = H'_A = H'_E = \frac{P_1 \cdot c}{2 \cdot h} - \frac{O_3 + O_4}{h} + \frac{P_2 \cdot c}{2 \cdot h} - \frac{O'_3 + O'_4}{h} =$$

$$= \frac{14000 \cdot 40}{2 \cdot 1000} - \frac{29306 + 50216}{1000} + \frac{7000 \cdot 40}{2 \cdot 1000} - \frac{14653 + 25108}{1000} = + 388 \text{ Kg}$$

$$V_A = V'_E = P_1 - \frac{P_1 \cdot c - 2 \cdot O_5}{1} + \frac{P_2 \cdot c - 2 \cdot O'_5}{1} =$$

$$= 14000 - \frac{14000 \cdot 40 - 2 \cdot 138748}{2000} + \frac{7000 \cdot 40 - 2 \cdot 69374}{2000} = + 13929 \text{ Kg}$$

$$V_E = V'_A = P_2 - \frac{P_2 \cdot c - 2 \cdot 0'_2}{1} + \frac{P_1 \cdot c - 2 \cdot 0_5}{1} =$$

$$= 7000 - \frac{7000 \cdot 40 - 2 \cdot 69374}{2000} + \frac{14000 \cdot 40 - 2 \cdot 138748}{2000} = + 7071 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 5º (frenado del puente grúa)

$$H_A = H'_A = - (P'_9 - H_E) = - 910 + 298 = - 612 \text{ Kg}$$

$$H_E = H'_E = \frac{P'_9}{2} - \frac{0_1 + 0_2}{h} = \frac{910}{2} - \frac{74303 + 83243}{1000} = - 298 \text{ Kg}$$

$$H_{A1} = H_{E1} = P'_{10} = + 245 \text{ Kg}$$

$$V_A = V'_A = - \frac{P'_9 \cdot h - 2 \cdot 0_3}{1} = - \frac{910 \cdot 1000 - 2 \cdot 291047}{2000} = - 163 \text{ Kg}$$

$$V_E = V'_E = \frac{P'_9 \cdot h - 2 \cdot 0_3}{1} = \frac{910 \cdot 1000 - 2 \cdot 291047}{2000} = + 163 \text{ Kg}$$

H_{A1} y H_{E1} son la reacción de los anclajes en el sentido longitudinal a la nave por la fuerza P'_{10} .

Resumen

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes para establecer el equilibrio, con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él, combinado con el puente grúa o sin él, frenando o sin frenar).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se producirán estos en el otro lado.

C a s o	M_A	M'_A	M_{b1}	M'_{b1}	M_{b2}	M'_{b2}	M_{b3}
1º	+ 1440750	+ 1440750	- 815787	- 815787			
2º	- 427507	- 427507			+ 39162	+ 39162	
3º	- 1190515	- 1190515			+ 338690	+ 338690	
4º	- 25415	+ 113333	- 298096	- 159030	+ 261904	+ 120970	
5º	- 365350	- 365350			+ 63432	+ 63432	+ 245000
Suma algebraica	- 568037	+ 429289	- 1113883	- 974817	+ 703188	+ 562254	+ 245000
Para cálculo		+ 1554083	- 1113883		+ 703188		+ 245000

C a s o	M_B	M'_B	M_{B1}	M_C	M_D	M'_D	M_{D1}
1º	- 1782875	- 1782875		+ 828263	- 1782875	- 1782875	
2º	+ 239163	+ 239163		- 91137	- 165965	- 165965	
3º	+ 370064	+ 370064		- 183119	- 129602	- 129602	
4º	+ 145950	+ 4698		- 146098	+ 4698	+ 145950	
5º	+ 247196	+ 247196	+ 245000	- 352026	- 80710	- 80710	+ 245000
Suma algebraica	- 780502	- 921754	+ 245000	- 55883	- 2154454	+ 2013202	+ 245000
Para cálculo	- 1782875		+ 245000	+ 828263	- 2154454		+ 245000

C a s o	M_{d1}	M'_{d1}	M_{d2}	M'_{d2}	M_{d3}	M_E	M'_E
1a	- 815787	- 815787				+ 1440750	+ 1440750
2a	- 11111	- 11111				+ 350215	+ 350215
3a			+ 26224	+ 26224		+ 389819	+ 389819
4a	- 159030	- 298096	+ 120970	+ 261904		+ 113333	- 25415
5a			+ 8526	+ 8526	+ 245000	+ 216744	+ 216744
Suma algebraica	- 985928	- 1124994	+ 155720	+ 296654	+ 245000	+ 2510861	+ 2372113
Para cálculo		- 1124994		+ 296654	+ 245000	+ 2510861	

C a s o	$H_A = H'_A$	$H_E = H'_E$	H_{A1}	H_{E1}	V_A	V'_A	V_E	V'_E
1a	+ 3223	+ 3223			+ 8500	+ 8500	+ 8500	+ 8500
2a	- 666	+ 516			- 371	- 371	+ 371	+ 371
3a	- 3641	+ 519			- 249	- 249	+ 249	+ 249
4a	+ 388	+ 388			+ 13929	+ 7071	+ 7071	+ 13929
5a	- 612	+ 298	+ 245	+ 245	- 163	- 163	+ 163	+ 163
Suma algebraica	- 1308	+ 4944	+ 245	+ 245	+ 21646	+ 14788	+ 16354	+ 23212
Para cálculo	+ 3611	+ 4944	+ 245	+ 245	+ 22429			+ 23212

Cálculo de la sección del Pórtico

En este pórtico además de tener en cuenta el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta, el viento, y el pandeo que se produce por lo citado anteriormente, intervendrán en el cálculo de la sección, todos los momentos y esfuerzos máximos originados por el puente grúa. Deberá resistir por lo tanto, en el caso que se trata aquí, un momento de $M = 2510861 \text{ Kg cm}$ en el sentido transversal a la nave, y un momento de $M_{D1} = 245000 \text{ Kg cm}$ en el sentido longitudinal a la nave. La compresión máxima será de $V_E = 23212 \text{ Kg}$.

Como en los pórticos anteriores se pondrá el perfil, de una viga armada de altura de alma 45 cm. Tensión de trabajo 1400 Kg/cm^2 . Cálculo del perfil adecuado (Fig.406 = perfil del pórtico) :

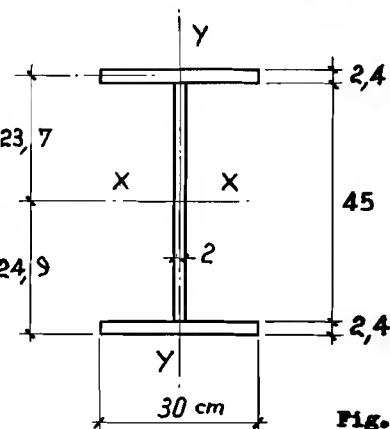


Fig.406

$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 2,4^3}{12} + 2,4 \cdot 30 \cdot 23,7^2 \right) + \frac{2 \cdot 45^3}{12} = 96140 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{96140}{24,9} = 3861 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{2,4 \cdot 30^3}{12} + \frac{45 \cdot 2^3}{12} = 10830 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{10830}{15} = 722 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección} = 2,4 \cdot 60 + 2 \cdot 45 = 234 \text{ cm}^2 ; i_y = \sqrt{\frac{10830}{234}} = 6,80$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{6,8} = 147 ; \omega = 3,65 \text{ (ver pág.226)} ; \tau_o = \frac{23212 \cdot 3,65}{234} = 362 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$\tau_f = \frac{2510861}{3861} + \frac{245000}{722} = 989 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión total a que trabaja el perfil

$$\tau_{to} = 362 + 989 = 1351 \text{ Kg/cm}^2$$

e) PORTICO ARTICULADO CON TIRANTE EN NAVE SIN PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² - (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2$ en este cálculo, para otros casos cambiar la constante k, como en el "ejemplo i". Ver figuras 407 y 408.

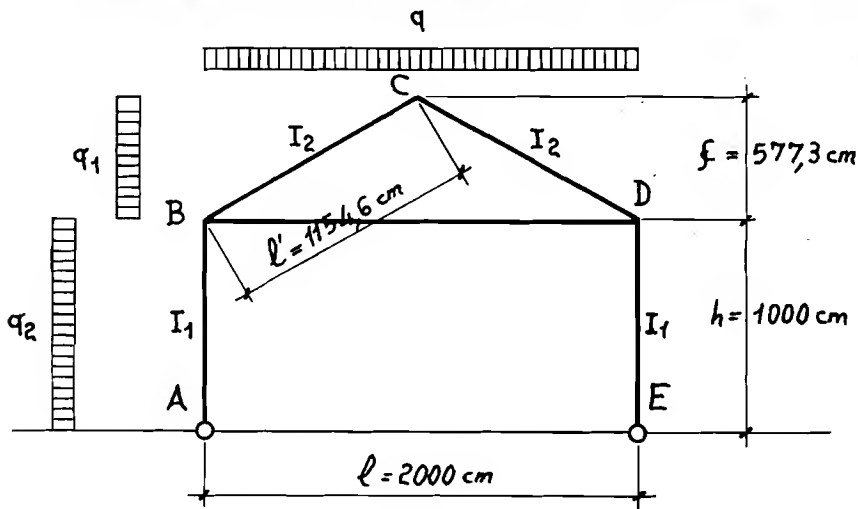


Fig.407

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos en los anclajes. (Los momentos están representados en la figura 408, con una escala menor que las figuras que siguen).

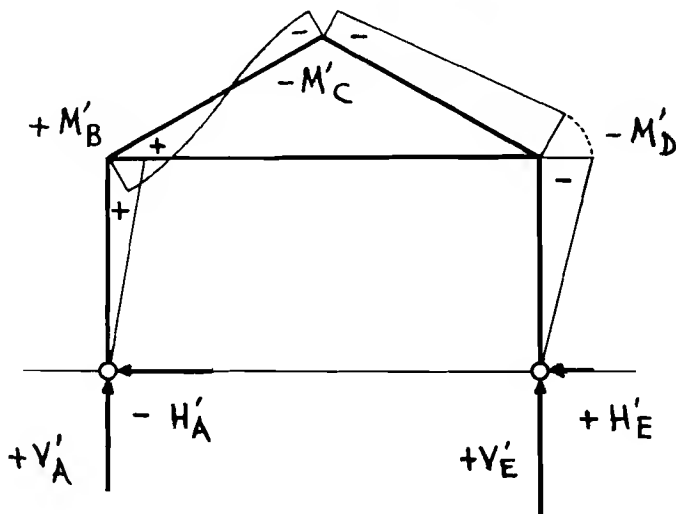


Fig.408

Para el proyecto de este tipo de nave se hará primero el cálculo del pórtico sin tirante (como en el ejemplo "a"), y luego se reducirán los momentos y los esfuerzos como se indicará más adelante. Por lo tanto, tomaremos aquí los datos hallados en el ejemplo anterior, para evitar el calcularlo nuevamente.

Constantes anteriores necesarias

$$B = 5,29 \quad ; \quad N = 11,78 \quad ; \quad C = 4,14 \quad ; \quad I_2 = 73279 \text{ cm}^4$$

$$k = 0,86 \quad ; \quad n = 0,57$$

Constantes nuevas

$$V = \frac{B}{N} = \frac{5,29}{11,78} = 0,449 \quad ; \quad W = \frac{C}{N} = \frac{4,14}{11,78} = 0,351$$

$$L = \frac{3 \cdot I_2 \cdot l \cdot E}{f^2 \cdot S' \cdot l' \cdot E'} = \frac{3 \cdot 73279 \cdot 2000 \cdot 2100000}{577^2 \cdot 12 \cdot 1154 \cdot 2100000} = 0,09$$

$$S' = 1 \text{ } \varnothing \text{ } 40 = 12 \text{ cm}^2$$

E' = Módulo de elasticidad del material del tirante (normalmente el mismo que el pórtico).

S' = Sección en cm^2 del tirante.

I_2 = Momento de inercia de la parte superior del pórtico.

$$N' = \frac{4 \cdot k + 3}{N} + L = \frac{4 \cdot 0,86 + 3}{11,78} + 0,09 = 0,63$$

12 Carga sobre la cubierta

Fig.409

Momentos del pórtico sin tirante que se modifican :

$$M_B = - 1957236 \text{ Kg cm} \quad ; \quad M_C = + 1177140 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = - 1957236 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo de tracción del tirante :

$$Z = \frac{M_B + M_D + 4 \cdot M_C + \frac{q \cdot l^2}{8}}{2 \cdot f \cdot N'} =$$

$$= \frac{-1957236 - 1957236 + 4 \cdot 1177140 + \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8}}{2 \cdot 577 \cdot 0,63} = 6938 \text{ Kg}$$

Momentos del pórtico con tirante :

$$M'_B = M_B + W \cdot Z \cdot f = -1957236 + 0,351 \cdot 6938 \cdot 577 = -552104 \text{ Kg cm}$$

$$M'_D = M_D + W \cdot Z \cdot f = -1957236 + 0,351 \cdot 6938 \cdot 577 = -552104 \text{ Kg cm}$$

$$M'_C = M_C - V \cdot Z \cdot f = 1177140 - 0,449 \cdot 6938 \cdot 577 = -620308 \text{ Kg cm}$$

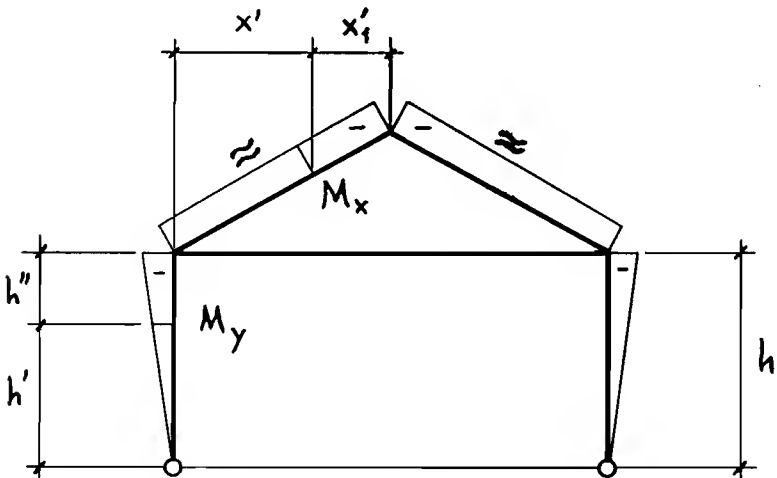


Fig.409

La figura 409 indica los momentos máximos. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_x = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1 \cdot M'_B}{1/2} + \frac{x \cdot M'_C}{1/2} ; \quad M_y = \frac{h'}{h} \cdot M'_B$$

2º Viento sobre la cubierta

Fig.410

Momentos del pórtico sin tirante que se modifican :

$$M_B = + 632777 \text{ Kg cm} ; M_C = - 105704 \text{ Kg cm} ; M_D = - 550073 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo de tracción del tirante :

$$Z = \frac{M_B + M_D + 4 \cdot M_C + \frac{q_1 \cdot f^2}{4}}{2 \cdot f \cdot N'} =$$

$$= \frac{632777 - 550073 - 4 \cdot 105704 + \frac{2,05 \cdot 577^2}{4}}{2 \cdot 577 \cdot 0,63} = 233 \text{ Kg}$$

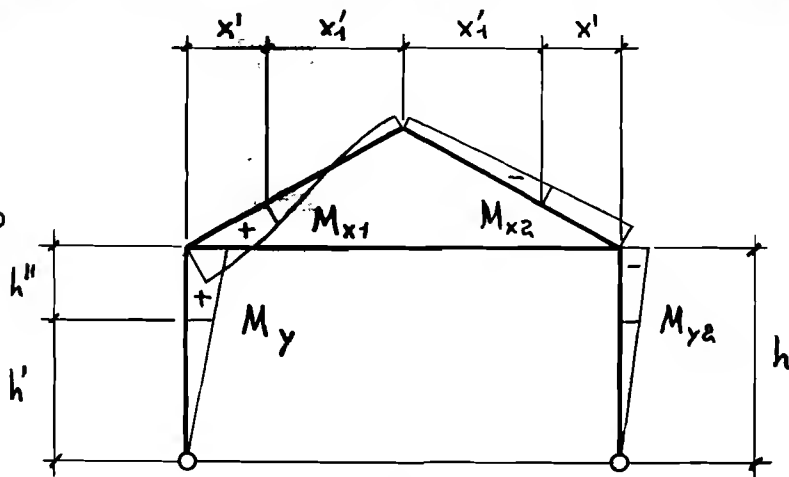
Momentos del pórtico con tirante :

$$M'_B = M_B + W \cdot Z \cdot f = 632777 + 0,351 \cdot 233 \cdot 577 = + 679965 \text{ Kg cm}$$

$$M'_D = M_D + W \cdot Z \cdot f = - 550073 + 0,351 \cdot 233 \cdot 577 = - 502885 \text{ Kg cm}$$

$$M'_C = M_C - V \cdot Z \cdot f = - 105704 - 0,449 \cdot 233 \cdot 577 = - 166068 \text{ Kg cm}$$

Fig.410



La figura 410 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{y1} = \frac{h'}{h} \cdot M'_B ; M_{y2} = \frac{h'}{h} \cdot M'_D ; M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M'_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M'_D$$

$$M_{x1} = \frac{q_1 \cdot f^2}{2} \cdot \frac{x' \cdot x'_1}{(1/2)^2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M'_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M'_C$$

3º Viento sobre el muro vertical

Fig.379

Los valores obtenidos en el ejemplo "a", no cambian en este caso por la colocación del tirante, por lo tanto, tendremos los siguientes momentos :

$$M_B = M'_B = + 1207960 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = M'_D = - 872040 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = M'_C = - 329102 \text{ Kg cm}$$

4º Dilatación térmica

Fig.380

Las fórmulas para hallar los momentos que se producen, por la dilatación térmica, podrán valer las mismas que en el ejemplo "a", ya que los momentos son muy pequeños.

Anclajes en caso 1º (carga sobre la cubierta)

$$H'_A = H'_E = H_A - n \cdot W \cdot Z = 1957 - 0,57 \cdot 0,351 \cdot 6938 = + 569 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = + 8500 \text{ Kg}$$

$$V'_E = V_E = + 8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2º (viento sobre la cubierta)

$$H'_A = H_A - n \cdot W \cdot Z = - 632 - 0,57 \cdot 0,351 \cdot 233 = - 678 \text{ Kg}$$

$$H'_E = H_E - n \cdot W \cdot Z = 550 - 0,57 \cdot 0,351 \cdot 233 = + 504 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = - 759 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = + 759 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3º (viento sobre el muro vertical)

$$H'_A = H_A = - 3288 \text{ Kg} \quad ; \quad H'_E = H_E = + 872 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = - 1040 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = + 1040 \text{ Kg}$$

R e s u m e n

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes, para establecer el equilibrio, - con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado - que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se - producirán estos en el otro lado.

C a s o	M' _B	M' _C	M' _D
1º	- 552104	- 620308	- 552104
2º	+ 679965	- 166068	- 502885
3º	+ 1207960	- 329102	- 872040
Suma algebraica	+ 1335821	- 1115478	- 1927029
Para oáloulo	+ 1335821	- 1115478	- 1927029

C a s o	H' _A	H' _E	V' _A	V' _E
1º	+ 569	+ 569	+ 8500	+ 8500
2º	- 678	+ 504	- 759	+ 759
3º	- 3288	+ 872	- 1040	+ 1040
Suma algebraica	- 3397	+ 1945	+ 6701	+10299
Para cálculo	- 3397	+ 1945	+ 8500	+10299

Cálculo de la sección del Pórtico

En el cálculo de la sección máxima habrá que tener en cuenta, no solo el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta y el viento, sino también el pandeo que se produce debido a lo citado anteriormente. Por lo tanto, en este caso la sección que se necesita, deberá resistir un momento de $M'_D = 1927029 \text{ Kg cm}$, y una compresión de $V_E = 10299 \text{ Kg}$.

Como en los pórticos anteriores se pondrá el perfil, de una viga armada. Tensión de trabajo 1400 Kg/cm^2 . Cálculo del perfil adecuado — (Fig.411 = perfil del pórtico):

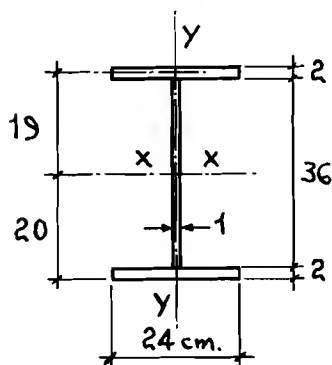


Fig.411

(Se deberán calcular las flechas)

$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{24 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 24 \cdot 19^2 \right) + \frac{1 \cdot 36^3}{12} = 38576 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{38576}{20} = 1928 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{2 \cdot 24^3}{12} + \frac{36 \cdot 1^3}{12} = 4611 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{4611}{12} = 384 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección} = 2 \cdot 48 + 1 \cdot 36 = 132 \text{ cm}^2 \quad ; \quad i_y = \sqrt{\frac{4611}{132}} = 5,9$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{5,9} = 169 ; \omega = 4,82 \text{ (ver pag.226)} ; T_c = \frac{10299 \cdot 4,82}{132} = 376 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{1927029}{1928} = 999 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión total a que trabaja el perfil

$$T_{to} = 376 + 999 = 1375 \text{ Kg/cm}$$

Tirante del pórtico

Para el cálculo del pórtico pusimos un tirante de redondo de 40-mm. Este redondo tendrá que ser sujetado por otros, que estén unidos al pórtico (ver figura 412).

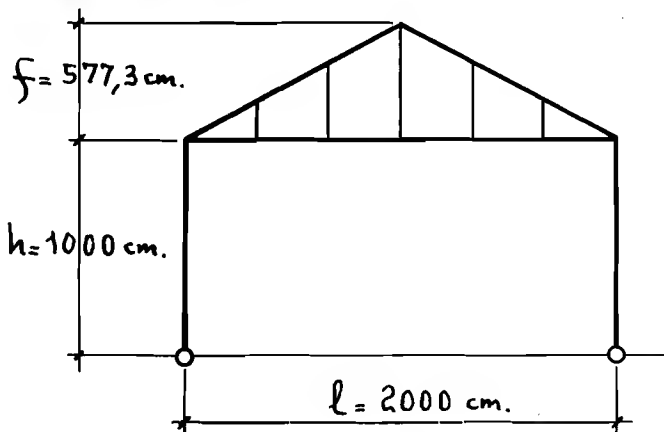


Fig.412

Como se ve por el dibujo, el tirante esta suspendido por 5 puntos, separados $2000 : 6 = 333 \text{ cm}$. El trabajo del tirante, según se calculó anteriormente era el siguiente :

$$6938 + 233 = 7171 \text{ Kg}$$

Ahora habrá que ver al momento que esta sometido por la flexión. Para ello hallaremos su momento resistente, que será :

$$R_{\phi} = 0,0982 \cdot d^3 = 0,0982 \cdot 4^3 = 6,34 \text{ cm}^3$$

El peso propio del redondo de 40 mm es de 9,8 Kg por metro. Por lo tanto habrá el momento flector siguiente :

$$M_f = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{9,8 \cdot 3,33 \cdot 333}{8} = 1358 \text{ Kg cm}$$

Tensión de trabajo del tirante :

$$T_{to} = \frac{M_f}{R_{\phi}} + \frac{P}{S} = \frac{1358}{6,34} + \frac{7171}{12} = 811 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto se da por bueno el tirante, ya que trabaja a menos de lo admisible.

C o n c l u s i ó n

Como se puede ver, al poner un tirante se rebaja considerablemente el perfil del pórtico (comparar las figuras 381 y la 411 de secciones), con lo que se consigue una gran economía, que al proyectar este tipo de naves habrá que tener en cuenta.

f) PORTICO EMPOTRADO CON TIRANTE EN NAVE SIN PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² - (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2$ en este cálculo, para otros casos cambiar la constante k, como en el ejemplo "1". Ver figuras 413 y 414.

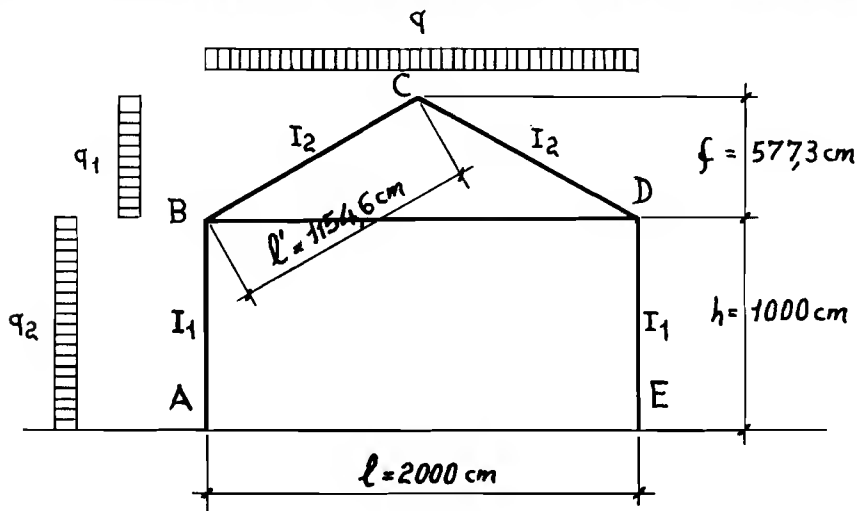


Fig.413

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos en los anclajes. (Los momentos están representados en la figura 414, con una escala menor que las figuras que siguen).

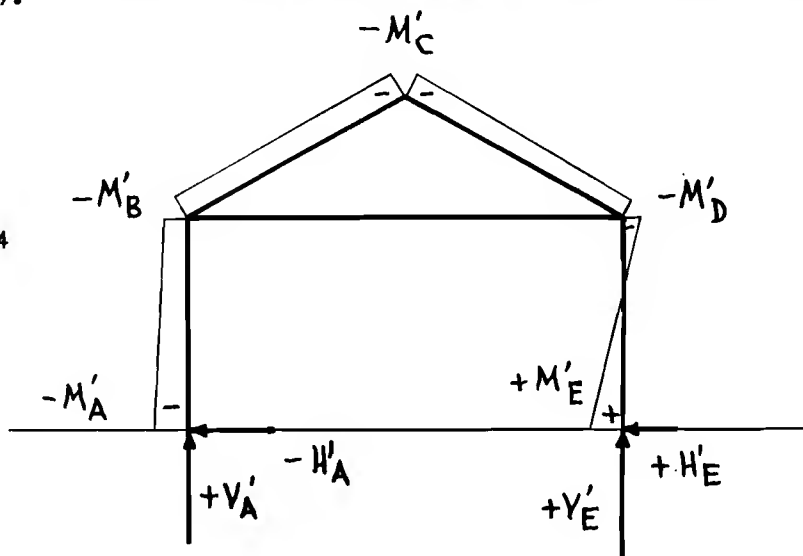


Fig.414

Para el proyecto de este tipo de nave se hará primero el cálculo del pórtico sin tirante (como en el ejemplo "b"), y luego se reducirán los momentos y los esfuerzos como se indicará más adelante. Por lo tanto, tomaremos aquí los datos hallados en el ejemplo anterior, para evitar el calcularlo otra vez.

Constantes anteriores necesarias

$$k = 0,86 \quad ; \quad m = 1,57 \quad ; \quad n = 0,57 \quad ; \quad N_1 = 25,55$$

Constantes nuevas

$$\alpha' = \frac{3 \cdot (m \cdot k + n \cdot k + n)}{N_1} = \frac{3 \cdot (1,57 \cdot 0,86 + 0,57 \cdot 0,86 + 0,57)}{25,55} = 0,283$$

$$V = \frac{6 \cdot m \cdot k}{N_1} = \frac{6 \cdot 1,57 \cdot 0,86}{25,55} = 0,317$$

$$W = \frac{3 \cdot k \cdot (k + 1 + m)}{N_1} = \frac{3 \cdot 0,86 \cdot (0,86 + 1 + 1,57)}{25,55} = 0,346$$

$$L = \frac{3 \cdot I_2 \cdot l \cdot E}{f^2 \cdot S' \cdot l' \cdot E'} = \frac{3 \cdot 52008 \cdot 2000 \cdot 2100000}{577^2 \cdot 12 \cdot 1154 \cdot 2100000} = 0,067$$

$$S' = 1 \text{ } \varnothing \text{ } 40 = 12 \text{ cm}^2$$

E' = Módulo de elasticidad del material del tirante (normalmente el mismo que el pórtico).

S' = Sección en cm^2 del tirante.

I_2 = Momento de inercia de la parte superior del pórtico.

$$N' = 2 \cdot W - V + L = 2 \cdot 0,346 - 0,317 + 0,067 = 0,442$$

12 Carga sobre la cubierta

Fig.415

Momentos del pórtico sin tirante, que se modifican :

$$M_A = M_E = + 1440750 \text{ Kg cm} ; M_B = M_D = - 1782875 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = + 629659 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo de tracción del tirante :

$$Z = \frac{M_B + M_D + 4 \cdot M_C + \frac{q \cdot l^2}{8}}{2 \cdot f \cdot N'} =$$

$$= \frac{- 1782875 - 1782875 + 4 \cdot 629659 + \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8}}{2 \cdot 577 \cdot 0,442} = 6279 \text{ Kg}$$

Momentos del pórtico con tirante :

$$M'_A = M_A - \alpha' \cdot Z \cdot f = 1440750 - 0,283 \cdot 6279 \cdot 577 = + 415446 \text{ Kg cm}$$

$$M'_B = M_B + V \cdot Z \cdot f = - 1782875 + 0,317 \cdot 6279 \cdot 577 = - 634390 \text{ Kg cm}$$

$$M'_C = M_C - W \cdot Z \cdot f = 629659 - 0,346 \cdot 6279 \cdot 577 = - 623893 \text{ Kg cm}$$

$$M'_D = M_D + V \cdot Z \cdot f = - 1782875 + 0,317 \cdot 6279 \cdot 577 = - 634390 \text{ Kg cm}$$

$$M'_E = M_E - \alpha' \cdot Z \cdot f = 1440750 - 0,283 \cdot 6279 \cdot 577 = + 415446 \text{ Kg cm}$$

La figura 415 indica los momentos máximos. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_x = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1 \cdot M'_B}{1/2} + \frac{x \cdot M'_C}{1/2} ; M_y = \frac{h}{h} \cdot M'_A + \frac{h'}{h} \cdot M'_B$$

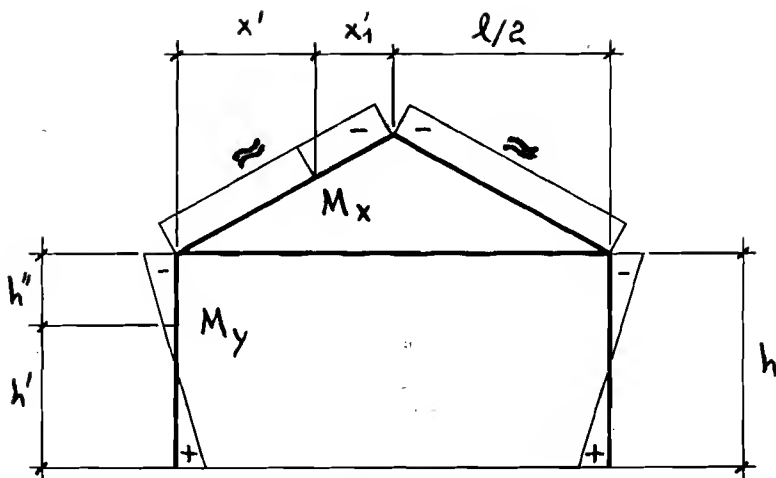


Fig.415

2º Viento sobre la cubierta

Fig.416

Momentos del pórtico sin tirante que se modifican :

$$M_A = - 427507 \text{ Kg cm} ; M_B = + 239163 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = - 91137 \text{ Kg cm} ; M_D = - 165965 \text{ Kg cm} ; M_E = + 350215 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo de tracción del tirante :

$$Z = \frac{M_B + M_D + 4 \cdot M_C + \frac{q_1 \cdot f^2}{4}}{2 \cdot f \cdot N'} =$$

$$= \frac{239163 - 165965 - 4 \cdot 91137 + \frac{2,05 \cdot 577^2}{4}}{2 \cdot 577 \cdot 0,442} = 236 \text{ Kg}$$

Momentos del pórtico con tirante :

$$M'_A = M_A - \alpha' \cdot Z \cdot f = -427507 - 0,283 \cdot 236 \cdot 577 = -466043 \text{ Kg cm}$$

$$M'_B = M_B + V \cdot Z \cdot f = 239163 + 0,317 \cdot 236 \cdot 577 = +282329 \text{ Kg cm}$$

$$M'_C = M_C - W \cdot Z \cdot f = -91137 - 0,346 \cdot 236 \cdot 577 = -138252 \text{ Kg cm}$$

$$M'_D = M_D + V \cdot Z \cdot f = -165965 + 0,317 \cdot 236 \cdot 577 = -122799 \text{ Kg cm}$$

$$M'_E = M_E - \alpha' \cdot Z \cdot f = 350215 - 0,283 \cdot 236 \cdot 577 = +311679 \text{ Kg cm}$$

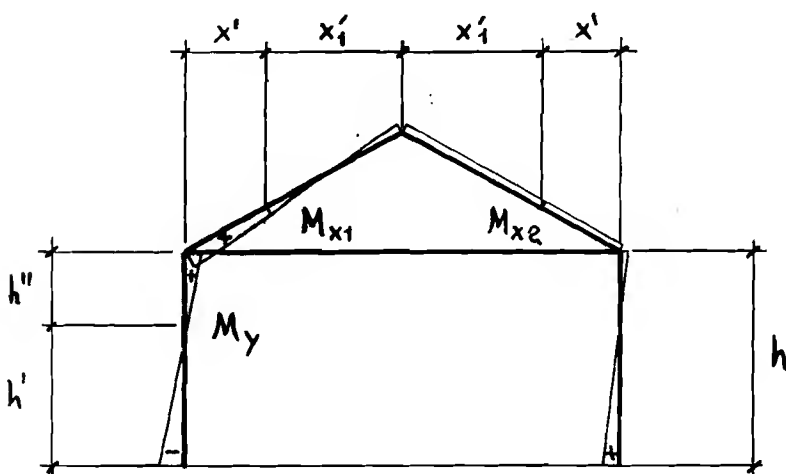


Fig.416

La figura 416 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_y = \frac{h'}{h} \cdot M'_B + \frac{h''}{h} \cdot M'_A ; \quad M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M'_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M'_D$$

$$M_{x1} = \frac{q_1 \cdot f^2}{2} \cdot \frac{x' \cdot x'_1}{(1/2)^2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M'_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M'_C$$

3º Viento sobre el muro vertical

Fig.386

Los valores obtenidos en el ejemplo "b", no cambian en este caso por la colocación del tirante, por lo tanto tendremos :

$$M_A = M'_A = - 1190515 \text{ Kg cm} \quad ; \quad M_B = M'_B = + 370064 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = M'_C = - 183119 \text{ Kg cm} \quad ; \quad M_D = M'_D = - 129602 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = M'_E = + 389819 \text{ Kg cm}$$

4º Dilatación térmica

Fig.387

Las fórmulas para hallar los momentos que se producen, por la dilatación térmica, podrán valer las mismas que en el ejemplo "b", ya que los momentos son muy pequeños.

Anclajes en caso 1º (carga sobre la cubierta)

$$H'_A = H'_E = H_A - n \cdot (\alpha' + V) \cdot Z = 3223 - 0,57 \cdot (0,283 + 0,317) \cdot 6279 = + 1076 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = + 8500 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = + 8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2º (viento sobre la cubierta)

$$H'_A = H_A - n \cdot (\alpha' + V) \cdot Z = - 666 - 0,57 \cdot (0,283 + 0,317) \cdot 236 = - 746 \text{ Kg}$$

$$H'_E = H_E - n \cdot (\alpha' + V) \cdot Z = 516 - 0,57 \cdot (0,283 + 0,317) \cdot 236 = + 436 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = - 371 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = + 371 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3º (viento sobre el muro vertical)

$$H'_A = H_A = - 3641 \text{ Kg} \quad ; \quad H'_E = H_E = + 519 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = - 249 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = + 249 \text{ Kg}$$

Resumen

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes para establecer el equilibrio, - en el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se producirán estos en el otro lado.

C a s o	M' A	M' B	M' C	M' D	M' E
1ª	+ 415446	- 634390	- 623893	- 634390	+ 415446
2ª	- 466043	+ 282329	- 138252	- 122799	+ 311679
3ª	- 1190515	+ 370064	- 183119	- 129602	+ 389819
Suma algebraica	- 1241112	+ 18003	- 945264	- 886791	+ 1116944
Para cálculo	- 1241112	- 634390	- 945264	- 886791	+ 1116944

C a s o	H' A	H' E	V' A	V' E
1ª	+ 1076	+ 1076	+ 8500	+ 8500
2ª	- 746	+ 436	- 371	+ 371
3ª	- 3641	+ 519	- 249	+ 249
Suma algebraica	- 3311	+ 2031	+ 7880	+ 9120
Para cálculo	- 3311	+ 2031	+ 8500	+ 9120

Cálculo de la sección del Pórtico

En el cálculo de la sección máxima habrá que tener en cuenta, no solo el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta y el viento, sino también el pandeo que se produce debido a lo citado anteriormente. Por lo tanto, en este caso la sección que se necesita, deberá resistir un momento de $M_A = 124\,1112 \text{ Kg cm}$, y una compresión de $V_E = 9120 \text{ Kg}$.

Para mayor facilidad de cálculo y como se ha hecho en el ejemplo anterior, se pondrá una viga armada con la altura del alma como la figura 411, para poder apreciar la economía en peso. Como tensión de trabajo admitiremos 1400 Kg/cm^2 . Con los datos dados anteriormente calcularemos el perfil del pórtico, como a continuación se expone (Fig. 417 = perfil del pórtico):

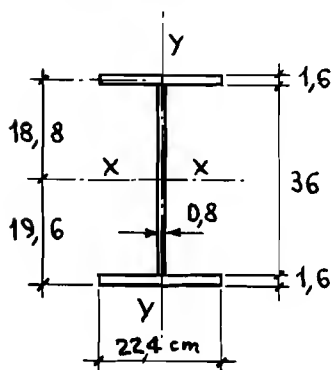


Fig. 417

(Se deberán calcular las flechas)

$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{22,4 \cdot 1,6^3}{12} + 1,6 \cdot 22,4 \cdot 18,8^2 \right) + \frac{0,8 \cdot 36^3}{12} = 28452 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{28452}{19,6} = 1451 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1,6 \cdot 22,4^3}{12} + \frac{36 \cdot 0,8^3}{12} = 2998 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{2998}{11,2} = 267 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección } 1,6 \cdot 44,8 + 0,8 \cdot 36 = 100 \text{ cm}^2 ; \quad \frac{1}{y} = \sqrt{\frac{2998}{100}} = 5,4$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{5,4} = 185 ; \omega = 5,78 \text{ (ver pag. 226)} ; T_c = \frac{9120 \cdot 5,78}{100} = 527 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{124\,1112}{1451} = 855 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión total a que trabaja el perfil

$$T_{to} = 527 + 855 = 1382 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo de la sección del Pórtico

En el cálculo de la sección máxima habrá que tener en cuenta, no solo el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta y el viento, sino también el pandeo que se produce debido a lo citado anteriormente. Por lo tanto, en este caso la sección que se necesita, deberá resistir un momento de $M_A = 1241112 \text{ Kg cm}$, y una compresión de $V_E = 9120 \text{ Kg}$.

Para mayor facilidad de cálculo y como se ha hecho en el ejemplo anterior, se pondrá una viga armada con la altura del alma como la figura 411, para poder apreciar la economía en peso. Como tensión de trabajo admitiremos 1400 Kg/cm^2 . Con los datos dados anteriormente calcularemos el perfil del pórtico, como a continuación se expone (Fig. 417 = perfil del pórtico):

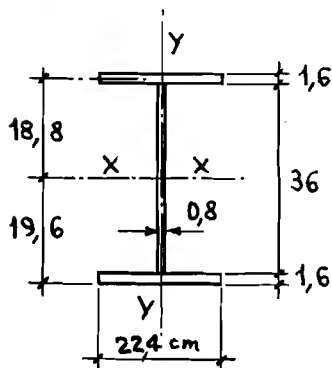


Fig. 417

(Se deberán calcular las flechas)

$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{22,4 \cdot 1,6^3}{12} + 1,6 \cdot 22,4 \cdot 18,8^2 \right) + \frac{0,8 \cdot 36^3}{12} = 28452 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{28452}{19,6} = 1451 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1,6 \cdot 22,4^3}{12} + \frac{36 \cdot 0,8^3}{12} = 2998 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{2998}{11,2} = 267 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección } 1,6 \cdot 44,8 + 0,8 \cdot 36 = 100 \text{ cm}^2 ; i_y = \sqrt{\frac{2998}{100}} = 5,4$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{5,4} = 185 ; \omega = 5,78 \text{ (ver pag. 226)} ; T_c = \frac{9120 \cdot 5,78}{100} = 527 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{1241112}{1451} = 855 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión total a que trabaja el perfil

$$T_{to} = 527 + 855 = 1382 \text{ Kg/cm}^2$$

Tirante del pórtico

Para el cálculo del pórtico pusimos un tirante de redondo de 40 mm. Este redondo tendrá que ser sujetado por otros, que estén unidos al pórtico (ver figura 418).

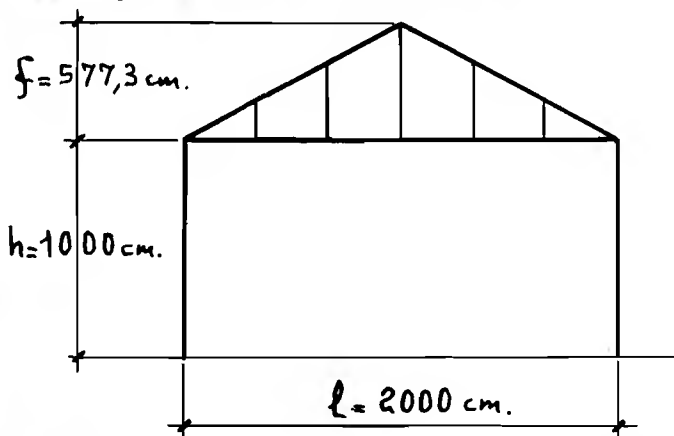


Fig.418

Como se ve por el dibujo, el tirante está suspendido por 5 puntos, separados $2000 : 6 = 333 \text{ cm.}$ El trabajo del tirante, según se calculó anteriormente era de $6279 + 236 = 6515 \text{ Kg.}$

Ahora habrá que ver al momento que está sometido por la flexión. Para ello hallaremos primero el momento resistente, y luego el momento-flector. Peso del redondo de 40 mm, 9,8 Kg por metro.

$$R_p = 0,0982 \cdot d^3 = 0,0982 \cdot 4^3 = 6,34 \text{ cm}^3 ; M_f = \frac{C \cdot l}{8} \cdot \frac{9,8 \cdot 3,33 \cdot 333}{8} = 1358 \text{ Kg cm}$$

Tensión de trabajo del tirante :

$$\sigma_{to} = \frac{M_f}{R_p} + \frac{P}{S} = \frac{1358}{6,34} + \frac{6515}{12} = 756 \text{ Kg/cm}^2 < 1200 \text{ Kg/cm}^2, \text{ luego admisible}$$

C o n c l u s i ó n

Comparando el ejemplo anterior "e" de pórtico articulado, con este empotrado se puede ver que en sus secciones (figuras 411 y 417), hay una considerable diferencia. Por lo tanto es preferible hacerlo el pórtico empotrado, que articulado.

También comparandolo éste pórtico con tirante, con el pórtico sin él, se puede apreciar otra gran diferencia en sus secciones (figuras 388 y 417), lo cual se deberá tener en cuenta al proyectar el tipo de la nave.

g) PORTICO ARTICULADO CON TIRANTE EN NAVE CON PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² - (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2$ en este cálculo, para otros casos cambiar la constante k, como en el ejemplo "i". Ver figuras 419 y 420. $P_1 = 14000$ Kg, $P_2 = 7000$ Kg. $P_9 = 1300$ Kg de frenado del puente grúa. - $P_{10} = 1050$ Kg de frenado del puente grúa en el sentido longitudinal a la nave.

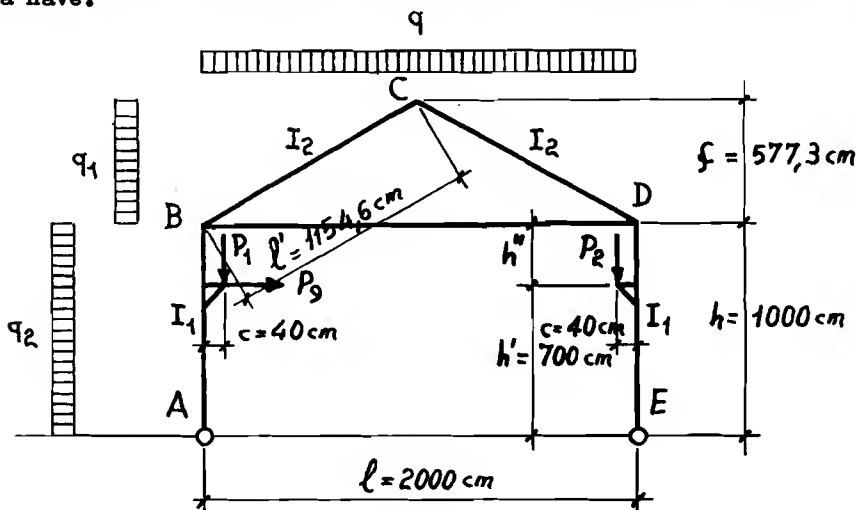


Fig. 419

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos en los anclajes. (Los momentos están representados en la figura 420, con una escala menor que las figuras que siguen).

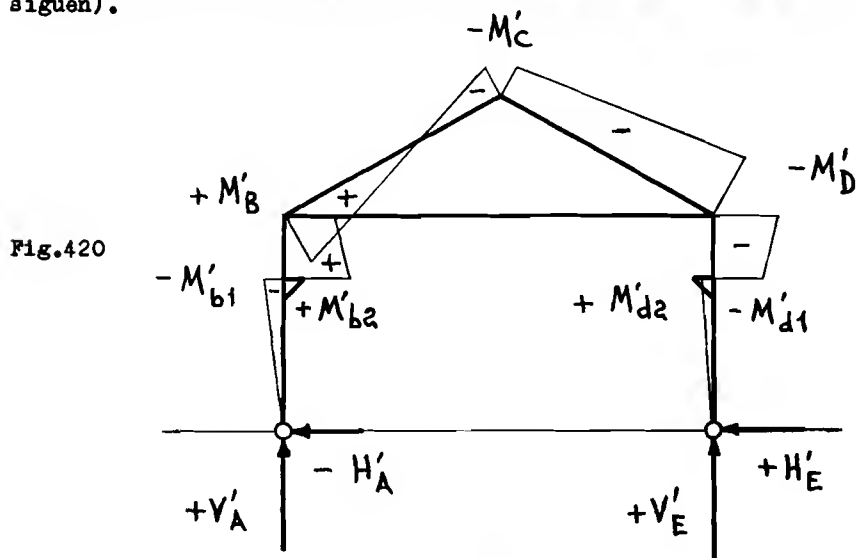


Fig. 420

g) PORTICO ARTICULADO CON TIRANTE EN NAVE CON PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² - (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2$ en este cálculo, para otros casos cambiar la constante k , como en el ejemplo "i". Ver figuras 419 y 420. $P_1 = 14000$ Kg, $P_2 = 7000$ Kg. $P_9 = 1300$ Kg de frenado del puente grúa. - $P_{10} = 1050$ Kg de frenado del puente grúa en el sentido longitudinal a la nave.

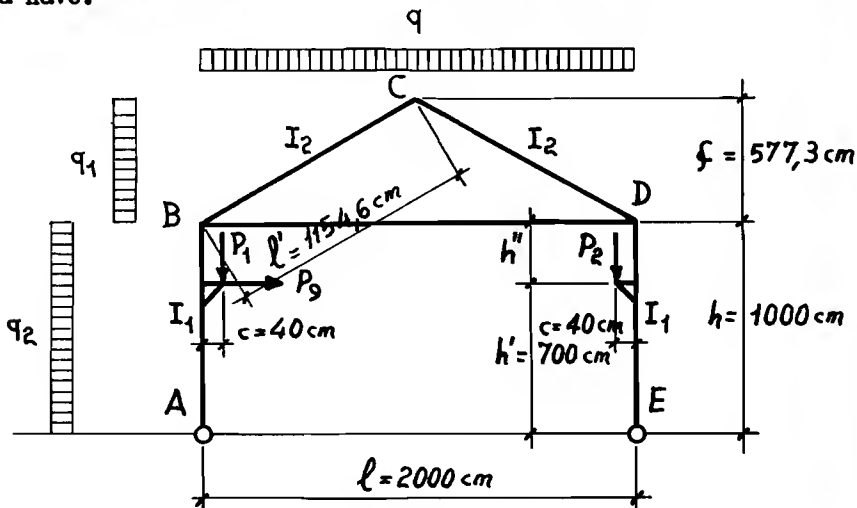


Fig.419

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos en los anclajes. (Los momentos están representados en la figura 420, con una escala menor que las figuras que siguen).

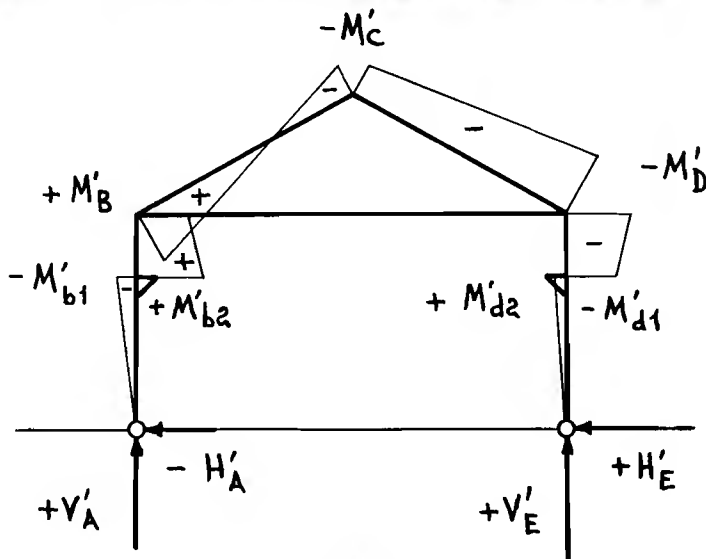


Fig.420

Para el proyecto de este tipo de nave se hará primero el cálculo del pórtico sin tirante (como en el ejemplo "c"), y luego se reducirán los momentos y los esfuerzos como se indicará más adelante. Por lo tanto, tomaremos aquí los datos hallados en el ejemplo anterior, para evitar el calcularlo otra vez.

Constantes anteriores necesarias

$$B = 5,29 \quad ; \quad N = 11,78 \quad ; \quad C = 4,14 \quad ; \quad I_2 = 119002 \text{ cm}^4$$

$$k = 0,86 \quad ; \quad n = 0,57$$

Constantes nuevas

$$V = \frac{B}{N} = \frac{5,29}{11,78} = 0,449 \quad ; \quad W = \frac{C}{N} = \frac{4,14}{11,78} = 0,351$$

$$L = \frac{3 \cdot I_2 \cdot l \cdot E}{r^2 \cdot S' \cdot l' \cdot E'} = \frac{3 \cdot 119002 \cdot 2000 \cdot 2100000}{577^2 \cdot 12 \cdot 1154 \cdot 2100000} = 0,15$$

$$S' = 1 \text{ } \# \text{ } 40 = 12 \text{ cm}^2$$

E' = Módulo de elasticidad del material del tirante (normalmente el mismo que el pórtico).

S' = Sección en cm^2 del tirante.

I_2 = Momento de inercia de la parte superior del pórtico.

$$N' = \frac{4 \cdot k + 3}{N} + L = \frac{4 \cdot 0,86 + 3}{11,78} + 0,15 = 0,69$$

12 Carga sobre la cubierta

Fig.421

Momentos del pórtico sin tirante que se modifican :

$$M_B = - 1957236 \text{ Kg cm} \quad ; \quad M_C = + 1177140 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = - 1957236 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo de tracción del tirante :

$$Z = \frac{M_B + M_D + 4 \cdot M_C + \frac{q \cdot l^2}{8}}{2 \cdot f \cdot N'} =$$

$$= \frac{-1957236 - 1957236 + 4 \cdot 1177140 + \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8}}{2 \cdot 577 \cdot 0,69} = 6334 \text{ Kg}$$

Momentos del pórtico con tirante :

$$M'_B = M_B + W \cdot Z \cdot f = -1957236 + 0,351 \cdot 6334 \cdot 577 = -674431 \text{ Kg cm}$$

$$M'_D = M_D + W \cdot Z \cdot f = -1957236 + 0,351 \cdot 6334 \cdot 577 = -674431 \text{ Kg cm}$$

$$M'_C = M_C - V \cdot Z \cdot f = 1177140 - 0,449 \cdot 6334 \cdot 577 = -463828 \text{ Kg cm}$$

$$M'_{b1} = M'_{d1} = \frac{h'}{h} \cdot M'_B = -\frac{700}{1000} \cdot 674431 = -472101 \text{ Kg cm}$$

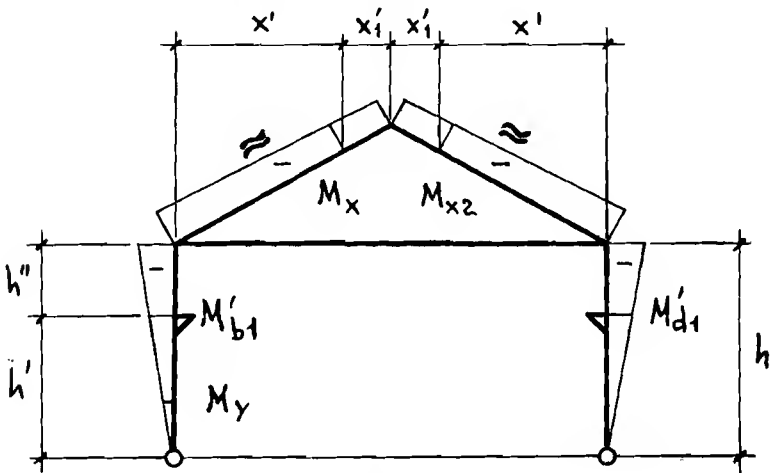


Fig.421

La figura 421 indica los momentos máximos. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_x = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1 \cdot M'_B}{1/2} + \frac{x \cdot M'_C}{1/2} \quad ; \quad M_y = \frac{h'}{h} \cdot M'_B$$

2ª Viento sobre la cubierta

Fig.422

Momentos del pórtico sin tirante que se modifican :

$$M_B = + 632777 \text{ Kg cm} \quad ; \quad M_D = - 550073 \text{ Kg cm} \quad ; \quad M_C = - 105704 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo de tracción del tirante :

$$Z = \frac{M_B + M_D + 4 \cdot M_C + \frac{q_1 \cdot f^2}{4}}{2 \cdot f \cdot N'} =$$

$$= \frac{632777 - 550073 - 4 \cdot 105704 + \frac{2,05 \cdot 577^2}{4}}{2 \cdot 577 \cdot 0,69} = 212 \text{ Kg}$$

Momentos del pórtico con tirante :

$$M'_B = M_B + W \cdot Z \cdot f = 632777 + 0,351 \cdot 212 \cdot 577 = + 675713 \text{ Kg cm}$$

$$M'_D = M_D + W \cdot Z \cdot f = - 550073 + 0,351 \cdot 212 \cdot 577 = - 507137 \text{ Kg cm}$$

$$M'_C = M_C - V \cdot Z \cdot f = - 105704 - 0,449 \cdot 212 \cdot 577 = - 160627 \text{ Kg cm}$$

$$M'_{b2} = \frac{h'}{h} \cdot M'_B = \frac{700}{1000} \cdot 675713 = + 472999 \text{ Kg cm}$$

$$M'_{d1} = \frac{h'}{h} \cdot M'_D = - \frac{700}{1000} \cdot 507137 = - 354995 \text{ Kg cm}$$

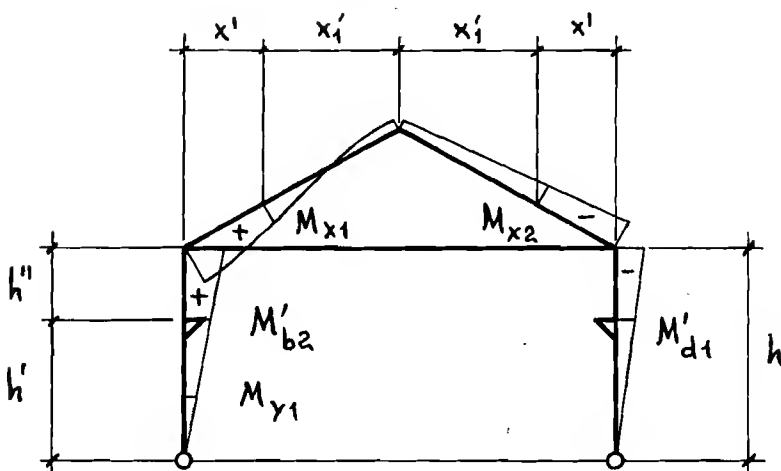


Fig.422

La figura 422 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_{x1} = \frac{q_1 \cdot f^2}{2} \cdot \frac{x' \cdot x'_1}{(1/2)^2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M'_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M'_C$$

$$M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M'_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M'_D ; \quad M_{y1} = \frac{h'}{h} \cdot M'_B$$

3º Viento sobre el muro vertical

Fig.393

Los valores obtenidos en el ejemplo "c" no cambiarán en este caso, por la colocación del tirante, por lo tanto tendremos :

$$M_B = M'_B = + 1207960 \text{ Kg cm} ; \quad M_D = M'_D = - 872040 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = M'_C = - 329102 \text{ Kg cm} ; \quad M_{b2} = M'_{b2} = + 1282372 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d1} = M'_{d1} = - 610428 \text{ Kg cm}$$

4ª Puente grúa carga vertical

Fig. 394

Tampoco cambian en este caso los valores de los valores de los - momentos, con respecto al ejemplo "c" por el tirante, por lo tanto tendremos :

$$M_{b1} = M'_{b1} = M''_{d1} = - 225204 \text{ Kg cm} ; \quad M_{b2} = M'_{b2} = M''_{d2} = + 334796 \text{ Kg cm}$$

$$M_B = M'_B = M''_D = + 238280 \text{ Kg cm} ; \quad M_C = M'_C = - 85100 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = M'_D = M''_B = - 41720 \text{ Kg cm}; \quad M_{d1} = M'_{d1} = M''_{b1} = - 225204 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d2} = M'_{d2} = M''_{b2} = + 547996 \text{ Kg cm}$$

5ª Frenado del puente grúa (fuerza horizontal)

Fig. 395

Estos momentos tampoco cambian con respecto al ejemplo "c", por el tirante, por lo tanto tendremos :

Sentido transversal a la nave

$$M_D = M'_D = M''_D = - 364231 \text{ Kg cm} ; \quad M_B = M'_B = M''_B = + 545769 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = M'_C = - 116852 \text{ Kg cm} ; \quad M_{b2} = M'_{b2} = M''_{b2} = + 382038 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d1} = M'_{d1} = M''_{d1} = - 254961 \text{ Kg cm}$$

Sentido longitudinal a la nave

$$M_{B1} = M'_{B1} = M'_{D1} = + 245000 \text{ Kg cm} ; \quad M_{b3} = M'_{b3} = M'_{d3} = + 245000 \text{ Kg cm}$$

6ª Dilatación térmica

Fig. 396

Las fórmulas para hallar los momentos que se producen, por la dilatación térmica, podrán valer las mismas que en el ejemplo "c", ya que los momentos son muy pequeños.

Anclajes en caso 1ª (carga sobre la cubierta)

$$H'_A = H'_E = H_A - n \cdot W \cdot Z = 1957 - 0,57 \cdot 0,351 \cdot 6334 = + 690 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = + 8500 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = + 8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2ª (viento sobre la cubierta)

$$H'_A = H_A - n \cdot W \cdot Z = - 632 - 0,57 \cdot 0,351 \cdot 212 = - 706 \text{ Kg}$$

$$H'_E = H_E - n \cdot W \cdot Z = + 550 - 0,57 \cdot 0,351 \cdot 212 = + 476 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = - 759 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = + 759 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3ª (viento sobre el muro vertical)

$$H'_A = H_A = - 3288 \text{ Kg} \quad ; \quad H'_E = H_E = + 872 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = - 1040 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = - 1040 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 4ª (Puente grúa)

$$H_A = H_E = H'_A = H'_E = H''_A = H''_E = + 321 \text{ Kg}$$

$$V_A = V'_A = V''_A = + 13860 \text{ Kg} \quad ; \quad V_E = V'_E = V''_E = + 7140 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 5ª (frenado del puente grúa)

Sentido transversal

$$H_A = H'_A = H''_A = - 546 \text{ Kg} \quad ; \quad H_E = H'_E = H''_E = + 364 \text{ Kg}$$

$$V_A = V'_A = V''_A = - 455 \text{ Kg} \quad ; \quad V_E = V'_E = V''_E = + 455 \text{ Kg}$$

Sentido longitudinal

$$H_{A1} = H'_{A1} = H_{E1} = + 245 \text{ Kg}$$

R e s u m e n

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes para establecer el equilibrio, - con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él, combinado con el puente grúa o sin él, frenando o sin frenar).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado- que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se - producirán estos en el otro lado.

C a s o	M'_{b1}	M''_{b1}	M'_{b2}	M''_{b2}	M'_{b3}
1ª	- 472101	- 472101			
2ª			+ 472999	+ 472999	
3ª			+ 1282372	+ 1282372	
4ª	- 225204	- 225204	+ 334796	+ 54796	
5ª			+ 382038	+ 382038	+ 245000
Suma algebraica	- 697305	- 697305	+ 2472205	+ 2192205	+ 245000
Para cálculo	- 697305		+ 2472205		+ 245000

C a s o	M'_B	M''_B	M'_{B1}	M'_C	M'_D
1ª	- 674431	- 674431		- 463828	- 674431
2ª	+ 675713	+ 675713		- 160627	- 507137
3ª	+ 1207960	+ 1207960		- 329102	- 872040
4ª	+ 238280	- 41720		- 85100	- 41720
5ª	+ 545769	+ 545769	+ 245000	- 116852	- 364231
Suma algebraica	+ 1993291	+ 1209342	+ 245000	- 1155509	- 2459559
Para cálculo	+ 1993291		+ 245000	- 1155509	- 2459559

C a s o	M''_D	M'_{D1}	M'_{d1}	M''_{d1}	M'_{d2}	M''_{d2}	M'_{d3}
1º	- 674431		- 472101	- 472101			
2º	- 507137		- 354995	- 354995			
3º	- 872040		- 610428	- 610428			
4º	+ 238280		- 225204	- 225204	+ 54796	+ 334796	
5º	- 364231	+ 245000	- 254961	- 254961			+ 245000
Suma algebraica	- 2179559	+ 245000	- 1917689	- 1917689	+ 54796	+ 334796	+ 245000
Para cálculo		+ 245000	- 1917689			+ 334796	+ 245000

C a s o	$H'_A = H''_A$	$H'_E = H''_E$	H'_{A1}	H'_{E1}	V'_A	V''_A	V'_E	V''_E
1º	+ 690	+ 690			+ 8500	+ 8500	+ 8500	+ 8500
2º	- 706	+ 476			- 759	- 759	+ 759	+ 759
3º	- 3288	+ 872			- 1040	- 1040	+ 1040	+ 1040
4º	+ 321	+ 321			+ 13860	+ 7140	+ 7140	+ 13860
5º	- 546	+ 364	+ 245	+ 245	- 455	- 455	+ 455	+ 455
Suma algebraica	- 3529	+ 2723	+ 245	+ 245	+ 20106	+ 13386	+ 17894	+ 24614
Para cálculo	- 3529	+ 2723	+ 245	+ 245	+ 22360			+ 24614

Cálculo de la sección del Pórtico

En este pórtico además de tener en cuenta el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta, el viento, y el pandeo que se produce por lo citado anteriormente, intervendrán en el cálculo de la sección, todos los momentos y esfuerzos máximos originados por el puente grúa. Deberá resistir por lo tanto, en el caso que se trata aquí, un momento de $M' = 2472205 \text{ Kg cm}$ en el sentido transversal de la nave, y un momento de $M'' = 245000 \text{ Kg cm}$ en el sentido longitudinal a la nave. La compresión D_1 máxima será de $V_E = 24614 \text{ Kg}$.

Como en los pórticos anteriores se pondrá el perfil, de una viga armada de altura de alma 36 cm. Tensión de trabajo 1400 Kg/cm^2 . Cálculo del perfil adecuado (Fig.423 = perfil del pórtico) :

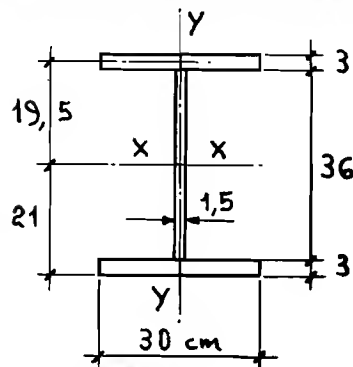


Fig.423

$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 3^3}{12} + 3 \cdot 30 \cdot 19,5^2 \right) + \frac{1,5 \cdot 36^3}{12} = 74412 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{74412}{21} = 3448 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{3 \cdot 30^3}{12} + \frac{36 \cdot 1,5^3}{12} = 13510 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{13510}{19,5} = 692 \text{ cm}^3$$

(Se deberán calcular las flechas)

$$\text{Sección} = 3 \cdot 60 + 1,5 \cdot 36 = 234 \text{ cm}^2 ; i_y = \sqrt{\frac{13510}{234}} = 7,6$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{7,6} = 131 ; (\omega) = 2,90 \text{ (ver pag.226)} ; T_c = \frac{24614 \cdot 2,90}{234} = 305 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{2472205}{3448} + \frac{245000}{692} = 1070 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión de trabajo total

$$T_{to} = 305 + 1070 = 1375 \text{ Kg/cm}^2$$

NOTA: Este pórtico deberá llevar una articulación, que resista también el frenado del puente grúa, en el sentido longitudinal de la nave.

Tirante del pórtico

Para el cálculo del pórtico pusimos un tirante de redondo de 40 mm. Este redondo tendrá que ser sujetado por otros, que estén unidos al pórtico (ver figura 424).

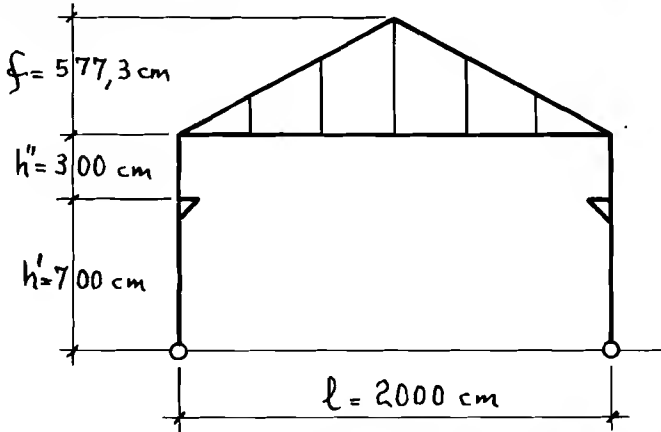


Fig.424

Como se ve por el dibujo, el tirante está suspendido por 5 puntos, separados $2000 : 6 = 333 \text{ cm}$. El trabajo del tirante, según se calculó anteriormente era de $6334 + 212 = 6546 \text{ Kg}$

Ahora habrá que ver al momento que está sometido por la flexión. Para ello hallaremos primero el momento resistente, y luego el momento flector. Peso del redondo de 40 mm, 9,8 Kg por metro.

$$R_{\phi} = 0,0982 \cdot d^3 = 0,0982 \cdot 4^3 = 6,34 \text{ cm}^3 ; M_f = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{9,8 \cdot 3,33 \cdot 333}{8} = 1358 \text{ Kg cm}$$

Tensión de trabajo del tirante :

$$T_{to} = \frac{M_f}{R_{\phi}} + \frac{P}{S} = \frac{1358}{6,34} + \frac{6546}{12} = 759 \text{ Kg/cm}^2 < 1200 \text{ Kg/cm}^2, \text{ luego admisible}$$

C o n c l u s i ó n

Como se puede ver, al poner un tirante se rebaja considerablemente el perfil del pórtico (comparar las figuras 397 y 423), con lo cual se consigue una gran economía, que al proyectar el tipo de nave habrá que tener en cuenta.

h) PORTICO EMPOTRADO CON TIRANTE EN NAVE CON PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2$ en este cálculo, para otros casos cambiar la constante k, como en el ejemplo "i". Ver figuras 425 y 426. $P_1 = 14000$ Kg, $P_2 = 7000$ Kg. $P_9 = 1300$ Kg de frenado del puente grúa. $P_{10} = 1050$ Kg de frenado del puente grúa en el sentido longitudinal a la nave.

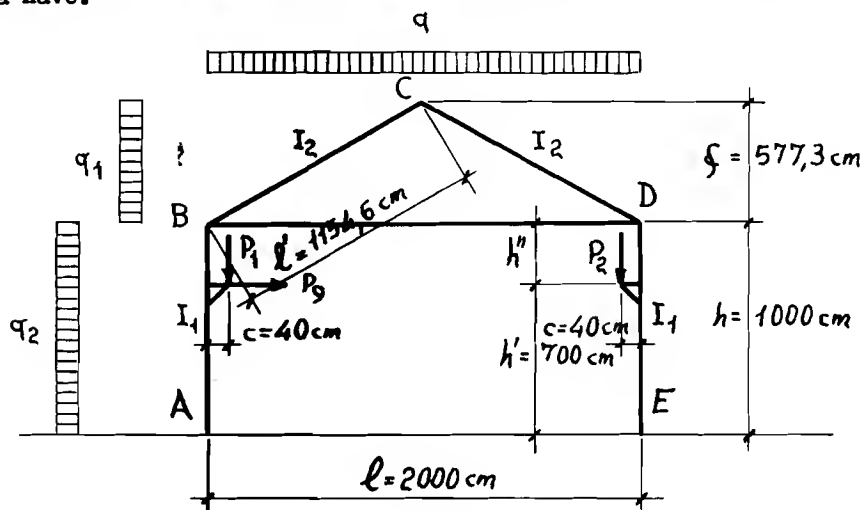
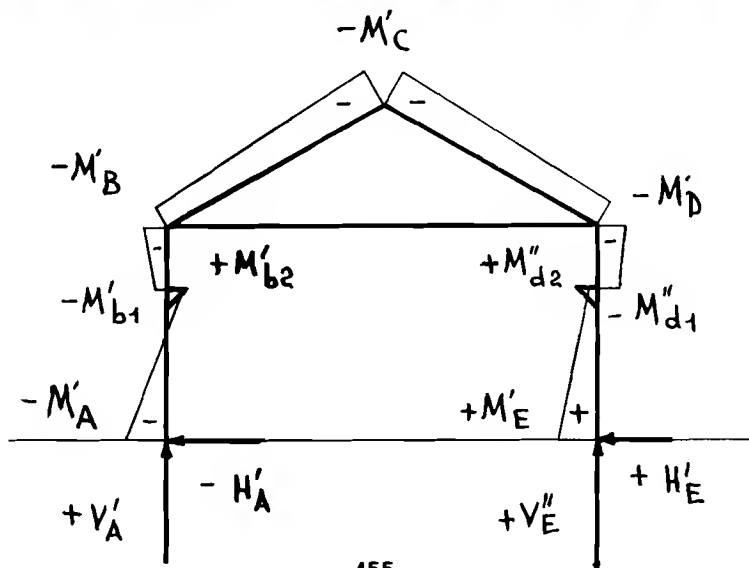


Fig. 425

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos en los anclajes. (Los momentos están representados en la figura 426, con una escala menor que las figuras que siguen).



Para el proyecto de este tipo de nave se hará primero el cálculo del pórtico sin tirante (como en el ejemplo "d"), y luego se reducirán los momentos y los esfuerzos como se indicará más adelante. Por lo tanto, tomaremos aquí los datos hallados en el ejemplo anterior, para evitar el calcularlo otra vez.

Constantes anteriores necesarias

$$k = 0,86 \quad ; \quad m = 1,57 \quad ; \quad n = 0,57 \quad ; \quad N_1 = 25,55$$

Constantes nuevas

$$\alpha' = \frac{3 \cdot (m \cdot k + n \cdot k + n)}{N_1} = \frac{3 \cdot (1,57 \cdot 0,86 + 0,57 \cdot 0,86 + 0,57)}{25,55} = 0,283$$

$$V = \frac{6 \cdot m \cdot k}{N_1} = \frac{6 \cdot 1,57 \cdot 0,86}{25,55} = 0,317$$

$$W = \frac{3 \cdot k \cdot (k + 1 + m)}{N_1} = \frac{3 \cdot 0,86 \cdot (0,86 + 1 + 1,57)}{25,55} = 0,346$$

$$L = \frac{3 \cdot I_2 \cdot 1 \cdot E}{f^2 \cdot S' \cdot 1' \cdot E'} = \frac{3 \cdot 96140 \cdot 2000 \cdot 2100000}{577^2 \cdot 12 \cdot 1154 \cdot 2100000} = 0,12$$

$$S' = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 40 = 12 \text{ cm}^2$$

E' = Módulo de elasticidad del material del tirante (normalmente el mismo que el pórtico).

S' = Sección en cm^2 del tirante.

I_2 = Momento de inercia de la parte superior del pórtico.

$$N' = 2 \cdot W - V + L = 2 \cdot 0,346 - 0,317 + 0,12 = 0,495$$

1º Carga sobre la cubierta

Fig.427

Momentos del pórtico sin tirante, que se modifican :

$$M_A = M_E = + 1440750 \text{ Kg cm} ; M_B = M_D = - 1782875 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = + 629659 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo de tracción del tirante :

$$Z = \frac{M_B + M_D + 4 \cdot M_C + \frac{q \cdot l^2}{8}}{2 \cdot f \cdot N'} =$$

$$= \frac{- 1782875 - 1782875 + 4 \cdot 629659 + \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8}}{2 \cdot 577 \cdot 0,495} = 5606 \text{ Kg}$$

Momentos del pórtico con tirante :

$$M'_A = M_A - \alpha' \cdot Z \cdot f = 1440750 - 0,283 \cdot 5606 \cdot 577 = + 525341 \text{ Kg cm}$$

$$M'_B = M_B + V \cdot Z \cdot f = - 1782875 + 0,317 \cdot 5606 \cdot 577 = - 757488 \text{ Kg cm}$$

$$M'_C = M_C - W \cdot Z \cdot f = 629659 - 0,346 \cdot 5606 \cdot 577 = - 489534 \text{ Kg cm}$$

$$M'_D = M_D + V \cdot Z \cdot f = - 1782875 + 0,317 \cdot 5606 \cdot 577 = - 757488 \text{ Kg cm}$$

$$M'_E = M_E - \alpha' \cdot Z \cdot f = 1440750 - 0,283 \cdot 5606 \cdot 577 = + 525341 \text{ Kg cm}$$

$$M'_{b1} = M'_{d1} = \frac{h''}{h} \cdot M'_A + \frac{h'}{h} \cdot M'_B = \frac{300}{1000} \cdot 525341 - \frac{700}{1000} \cdot 757488 = - 372639 \text{ Kg cm}$$

La figura 427 indica los momentos máximos. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_x = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1 \cdot M'_B}{1/2} + \frac{x \cdot M'_C}{1/2} ; M_y = \frac{h''}{h} \cdot M'_A + \frac{h'}{h} \cdot M'_B$$

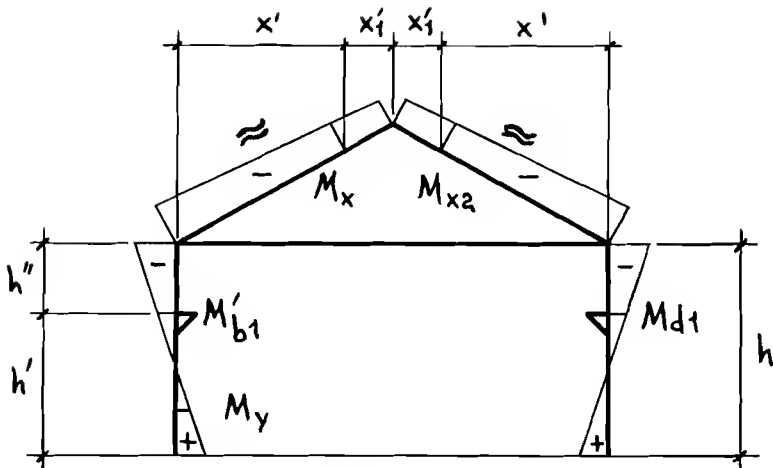


Fig.427

2º Viento sobre la cubierta

Fig.428

Momentos del pórtico sin tirante que se modifican :

$$M_A = - 427507 \text{ Kg cm} ; M_B = + 239163 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = - 91137 \text{ Kg cm} ; M_D = - 165965 \text{ Kg cm} ; M_E = + 350215 \text{ Kg cm}$$

Esfuerzo de tracción del tirante :

$$Z = \frac{M_B + M_D + 4 \cdot M_C + \frac{q_1 \cdot f^2}{4}}{2 \cdot f \cdot N'} =$$

$$= \frac{239163 - 165965 - 4 \cdot 91137 + \frac{2,05 \cdot 577^2}{4}}{2 \cdot 577 \cdot 0,495} = 211 \text{ Kg}$$

Momentos del pórtico con tirante :

$$M'_A = M_A - \alpha' \cdot Z \cdot f = -427507 - 0,283 \cdot 211 \cdot 577 = -461961 \text{ Kg cm}$$

$$M'_B = M_B + V \cdot Z \cdot f = 239163 + 0,317 \cdot 211 \cdot 577 = +277756 \text{ Kg cm}$$

$$M'_C = M_C - W \cdot Z \cdot f = -91137 - 0,346 \cdot 211 \cdot 577 = -133261 \text{ Kg cm}$$

$$M'_D = M_D + V \cdot Z \cdot f = -165965 + 0,317 \cdot 211 \cdot 577 = -127372 \text{ Kg cm}$$

$$M'_E = M_E - \alpha' \cdot Z \cdot f = 350215 - 0,283 \cdot 211 \cdot 577 = +315761 \text{ Kg cm}$$

$$M'_{b2} = \frac{h'}{h} \cdot M'_B + \frac{h''}{h} \cdot M'_A = \frac{700}{1000} \cdot 277756 - \frac{300}{1000} \cdot 461961 = +55841 \text{ Kg cm}$$

$$M'_{d2} = \frac{h'}{h} \cdot M'_D + \frac{h''}{h} \cdot M'_E = -\frac{700}{1000} \cdot 127372 + \frac{300}{1000} \cdot 315761 = +3568 \text{ Kg cm}$$

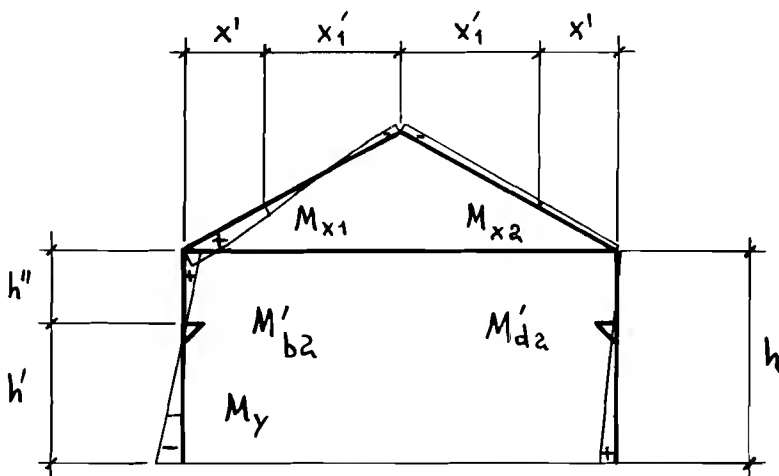


Fig.428

La figura 428 indica los momentos máximos, siendo la curva de unión aproximada. Para la obtención del momento en una zona determinada, se usarán las fórmulas siguientes :

$$M_y = \frac{h'}{h} \cdot M'_B + \frac{h''}{h} \cdot M'_A ; \quad M_{x2} = \frac{x'}{1/2} \cdot M'_C + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M'_D$$

$$M_{x_1} = \frac{q_1 \cdot f^2}{2} \cdot \frac{x' \cdot x'_1}{(1/2)^2} + \frac{x'_1}{1/2} \cdot M'_B + \frac{x'}{1/2} \cdot M'_C$$

3º Viento sobre el muro vertical

Fig.402

Los valores obtenidos en el ejemplo "d", no cambian en este caso por la colocación del tirante, por lo tanto tendremos :

$$M_A = M'_A = - 1190515 \text{ Kg cm} ; M_B = M'_B = + 370064 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = M'_C = - 183119 \text{ Kg cm} ; M_D = M'_D = - 129602 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = M'_E = + 389819 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = M'_{b2} = + 338690 \text{ Kg cm} ; M_{d2} = M'_{d2} = + 26224 \text{ Kg cm}$$

4º Puente grúa carga vertical

Fig.403

Los valores obtenidos en el ejemplo "d", no cambian en este caso por la colocación del tirante, por lo tanto tendremos :

$$M_A = M'_A = M''_E = - 25415 \text{ Kg cm} ; M_{b1} = M'_{b1} = M''_{d1} = - 298096 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = M'_{b2} = M''_{d2} = + 261904 \text{ Kg cm} ; M_B = M'_B = M''_D = + 145950 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = M'_C = - 146098 \text{ Kg cm} ; M_D = M'_D = M''_B = + 4698 \text{ Kg cm}$$

$$M_{d1} = M'_{d1} = M''_{b1} = - 159030 \text{ Kg cm} ; M_{d2} = M'_{d2} = M''_{b2} = + 120970 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = M'_E = M''_A = + 113333 \text{ Kg cm}$$

5º Frenado del puente grúa (fuerza horizontal)

Fig.404

Los valores obtenidos en el ejemplo "d", no cambian en este caso por la colocación del tirante, por lo tanto tendremos :

$$M_A = M'_A = M''_A = - 365350 \text{ Kg cm} ; M_B = M'_B = M''_B = + 247196 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = M'_C = - 352026 \text{ Kg cm} ; M_D = M'_D = M''_D = - 80710 \text{ Kg cm}$$

$$M_E = M'_E = M''_E = + 216744 \text{ Kg cm}$$

$$M_{b2} = M'_{b2} = M''_{b2} = + 63432 \text{ Kg cm} ; M_{d2} = M'_{d2} = M''_{d2} = + 8526 \text{ Kg cm}$$

Los momentos M'_{B1} , M'_{D1} , M'_{b3} y M'_{d3} son en sentido longitudinal a la nave, y debidos a la fuerza P'_{10} y la P_{10} .

$$M'_{B1} = M'_{D1} = P'_{10} \cdot h = 245 \cdot 1000 = + 245000 \text{ Kg cm}$$

$$M'_{b3} = M'_{d3} = P_{10} \cdot h' = 350 \cdot 700 = + 245000 \text{ Kg cm}$$

5º Dilatación térmica

Fig.405

Las fórmulas para hallar los momentos que se producen, por la dilatación térmica, podrán valer las mismas que en el ejemplo "d", ya que los momentos son muy pequeños.

Anclajes en caso 1º (carga sobre la cubierta)

$$H'_A = H'_E = H_A - n \cdot (\alpha' + v) \cdot Z =$$

$$= 3223 - 0,57 \cdot (0,283 + 0,317) \cdot 5606 = + 1306 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = + 8500 \text{ Kg} ; V'_E = V_E = + 8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2º (viento sobre la cubierta)

$$H'_A = H_A - n \cdot (\alpha' + v) \cdot Z = -666 - 0,57 \cdot (0,283 + 0,317) \cdot 211 = -738 \text{ Kg}$$

$$H'_E = H_E - n \cdot (\alpha' + v) \cdot Z = +516 - 0,57 \cdot (0,283 + 0,317) \cdot 211 = +444 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = -371 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = +371 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3º (viento sobre el muro vertical)

$$H'_A = H_A = -3641 \text{ Kg} \quad ; \quad H'_E = H_E = +519 \text{ Kg}$$

$$V'_A = V_A = -249 \text{ Kg} \quad ; \quad V'_E = V_E = +249 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 4º (Puentes grúa)

$$H_A = H_E = H'_A = H'_E = H''_A = H''_E = +388 \text{ Kg}$$

$$V_A = V'_A = V''_A = -13929 \text{ Kg} \quad ; \quad V_E = V'_E = V''_E = +7071 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 5º (frenado del puente grúa)

$$H_A = H'_A = H''_A = -612 \text{ Kg} \quad ; \quad H_E = H'_E = H''_E = +298 \text{ Kg}$$

$$H_{A1} = H'_{A1} = H''_{A1} = +245 \text{ Kg} \quad ; \quad V_A = V'_A = V''_A = -163 \text{ Kg} \quad ; \quad V_E = V'_E = V''_E = +163 \text{ Kg}$$

Resumen

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes para establecer el equilibrio, - con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él, combinado con el puente grúa o sin él, frenando o sin frenar).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se producirán estos en el otro lado.

C a s o	M' _A	M'' _A	M' _{b1}	M'' _{b1}	M' _{b2}	M'' _{b2}	M' _{b3}
1º	+ 525341	+ 525341	- 372639	- 372639			
2º	- 461961	- 461961			+ 55841	+ 55841	
3º	- 1190515	- 1190515			+ 338690	+ 338690	
4º	- 25415	+ 113333	- 298096	- 159030	+ 261904	+ 120970	
5º	- 365350	- 365350			+ 63432	+ 63432	+ 245000
Suma algebraica	- 1517900	- 1379152	- 670735	- 431669	+ 719867	+ 578933	+ 245000
Para cálculo	- 1517900		- 670735		+ 719867		+ 245000

C a s o	M' _B	M'' _B	M' _{B1}	M' _C	M' _D	M'' _D	M' _{D1}
1º	- 757488	- 757488		- 489534	- 757488	- 757488	
2º	+ 277756	+ 277756		- 133261	- 127372	- 127372	
3º	+ 370064	+ 370064		- 183119	- 129602	- 129602	
4º	+ 145950	+ 4698		- 146098	+ 4698	+ 145950	
5º	+ 247196	+ 247196	+ 245000	- 352026	- 80710	- 80710	+ 245000
Suma algebraica	+ 378042	+ 142226	+ 245000	- 1407253	- 995910	- 949322	+ 245000
Para cálculo	- 757488		+ 245000	- 1407253	- 995910		+ 245000

C a s o	M'_{d1}	M''_{d1}	M'_{d2}	M''_{d2}	M'_{d3}	M'_E	M''_E
1º	- 372639	- 372639				+ 525341	+ 525341
2º			+ 3568	+ 3568		+ 315761	+ 315761
3º			+ 26224	+ 26224		+ 389819	+ 389819
4º	- 159030	- 298096	+ 120970	+ 261904		+ 113333	- 25415
5º			+ 8526	8526	+ 245000	+ 216744	+ 216744
Suma algebraica	- 531669	- 670735	+ 159288	+ 300222	+ 245000	+ 1560998	+ 1422250
Para cálculo		- 670735		+ 300222	+ 245000	+ 1560998	

C a s o	$H'_A = H''_A$	$H'_E = H''_E$	H'_{A1}	H'_{E1}	V'_A	V''_A	V'_E	V''_E
1º	+ 1306	+ 1306			+ 8500	+ 8500	+ 8500	+ 8500
2º	- 738	+ 444			- 371	- 371	+ 371	+ 371
3º	- 3641	+ 519			- 249	- 249	+ 249	+ 249
4º	+ 388	+ 388			+ 13929	+ 7071	+ 7071	+ 13929
5º	- 612	+ 298	+ 245	+ 245	- 163	- 163	+ 163	+ 163
Suma algebraica	- 3297	+ 2955	+ 245	+ 245	+ 21646	+ 14788	+ 16354	+ 23212
Para cálculo	- 3297	+ 2955			+ 21646			+ 23212

Cálculo de la sección del Pórtico

En este pórtico además de tener en cuenta el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta, el viento, y el viento que se produce por lo citado anteriormente, intervendrán en el cálculo de la sección, todos los momentos y esfuerzos máximos originados por el puente grúa. Deberá resistir por lo tanto, en el caso que se trata aquí, un momento de $M'_E = 1560998 \text{ Kg cm}$ en el sentido transversal de la nave, y un momento de $M'_{D1} = 245000 \text{ Kg cm}$ en el sentido longitudinal a la nave. La compresión máxima será de $V_E = 23212 \text{ Kg}$.

Como en los pórticos anteriores se pondrá el perfil, de una viga armada de altura de alma 36 cm. Tensión de trabajo 1400 Kg/cm^2 . Cálculo del perfil adecuado (Fig.429 = perfil del pórtico) :

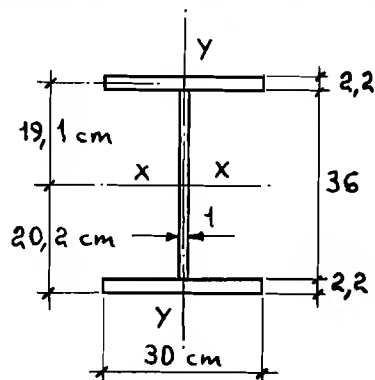


Fig.429

(Se deberán calcular las flechas)

$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{30 \cdot 2,2^3}{12} + 2,2 \cdot 30 \cdot 19,1^2 \right) + \frac{1 \cdot 36^3}{12} = 52096 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{52096}{20,2} = 2579 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{2,2 \cdot 30^3}{12} + \frac{36 \cdot 1^3}{12} = 9903 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{9903}{15} = 660 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección} = 2,2 \cdot 60 + 1 \cdot 36 = 168 \text{ cm}^2 ; i_y = \sqrt{\frac{9903}{168}} = 7,6$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{7,6} = 131 ; \omega = 2,9 \text{ (ver pag.226)} ; T_c = \frac{23212 \cdot 2,9}{168} = 400 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{1560998}{2579} + \frac{245000}{660} = 976 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión de trabajo total

$$T_{to} = 400 + 976 = 1376 \text{ Kg/cm}^2$$

Tirante del pórtico

Para el cálculo del pórtico pusimos un tirante de redondo de 40 mm. Este redondo tendrá que ser sujetado por otros, que estén unidos al pórtico (ver figura 430).

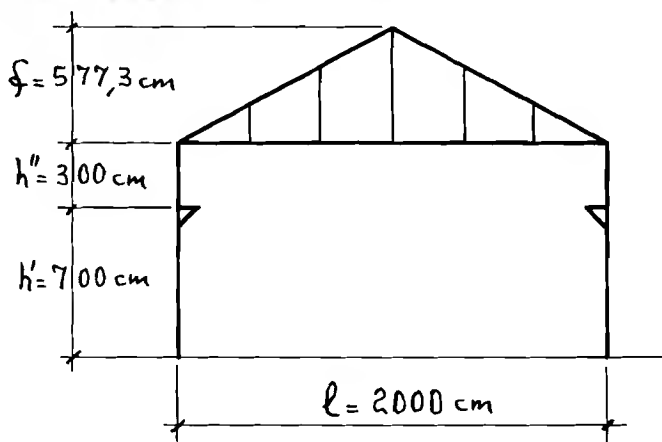


Fig.430

Como se ve por el dibujo, el tirante está suspendido por 5 puntos, separados $2000 : 6 = 333 \text{ cm}$. El trabajo del tirante, según se calculó anteriormente era de $5606 + 211 = 5817 \text{ Kg}$.

Ahora habrá que ver al momento que está sometido por la flexión. Para ello hallaremos primero el momento resistente, y luego el momento-flector. Peso del redondo de 40 mm, 9,8 Kg por metro.

$$R_{\phi} = 0,0982 \cdot d^3 = 0,0982 \cdot 4^3 = 6,34 \text{ cm}^3 ; M_f = \frac{C \cdot l}{8} = \frac{9,8 \cdot 3,33 \cdot 333}{8} = 1358 \text{ Kg cm}$$

Tensión de trabajo del tirante :

$$T_{to} = \frac{M_f}{R_{\phi}} + \frac{P}{S} = \frac{1358}{6,34} + \frac{5817}{12} = 698 \text{ Kg/cm}^2 < 1200 \text{ Kg/cm}^2, \text{ luego admisible}$$

C o n c l u s i ó n

Comparando el ejemplo anterior "g" de pórtico articulado, con este empotrado se puede ver que en sus secciones (figuras 423 y 429), hay una considerable diferencia. Por lo tanto es preferible hacerlo al pórtico empotrado, que articulado.

También comparándolo este pórtico con tirante, con el pórtico sin él, se puede apreciar otra gran diferencia en sus secciones (figuras 406 y 429), lo cual se deberá tener en cuenta al proyectar el tipo de la nave.

1) PORTICO ARTICULADO DE NAVE SIN PUENTE GRUA

Ejemplo de cálculo de un pórtico de una nave con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² - (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2/2$ en este cálculo. Ver figuras - 431 y 432.

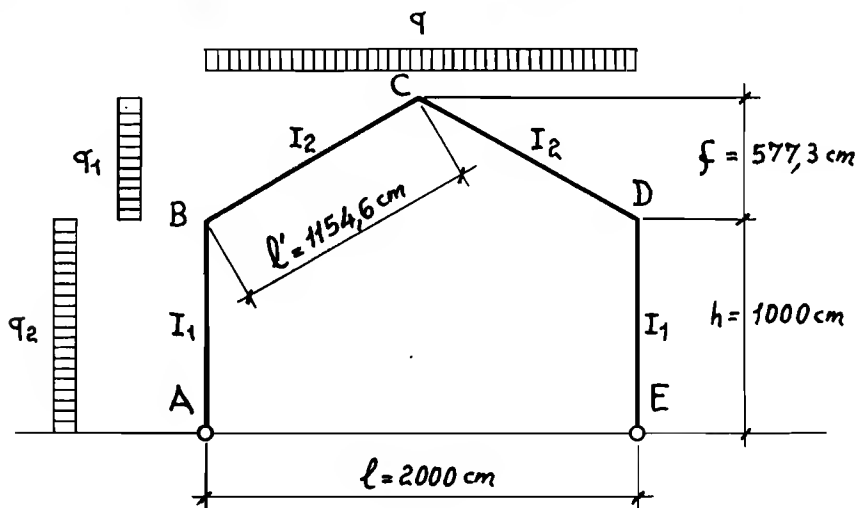


Fig.431

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos de los anclajes. Ver figura 432.

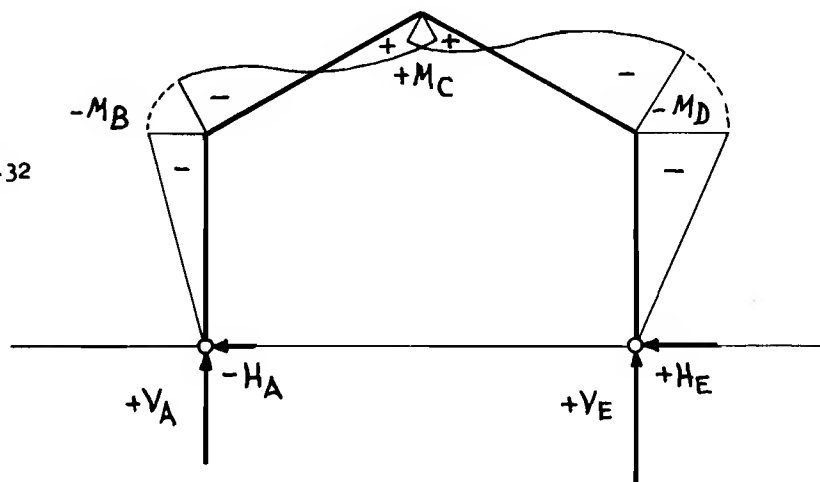


Fig.432

En este ejemplo no se pone la representación de los momentos que hay en los casos de carga 1ª, 2ª, y 3ª, debido a que éstos son similares a los del ejemplo "a".

Cargas

$$q = \frac{11,546 \cdot 2 \cdot (93+20) \cdot 6,5}{20} = 848 \text{ Kg ml} \approx 8,5 \text{ Kg cml}$$

$$q_1 = 125 \cdot 6,5 \cdot \text{sen}^2 30^\circ = 203,1 \text{ Kg ml} \approx 2,05 \text{ Kg cml (ver página 203)}$$

$$q_2 = 0,8 \cdot 80 \cdot 6,5 = 416 \text{ Kg ml} = 4,16 \text{ Kg cml (ver página 223)}$$

Constantes

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l'} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1000}{1154} = 0,43 ; n = \frac{f}{h} = \frac{577}{1000} = 0,57$$

$$m = 1+n = 1+0,57 = 1,57 ; C = 1+2 \cdot m = 1+2 \cdot 1,57 = 4,14$$

$$B = 2 \cdot (k+1) + m = 2 \cdot (0,43+1) + 1,57 = 4,43$$

$$N = B+m \cdot C = 4,43+1,57 \cdot 4,14 = 10,9$$

1ª Carga sobre la cubierta

$$M_B = M_D = - \frac{q \cdot l^2 \cdot (3+5 \cdot m)}{16 \cdot N} = - \frac{8,5 \cdot 2000^2 \cdot (3+5 \cdot 1,57)}{16 \cdot 10,9} = - 2115252 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{q \cdot l^2}{8} + m \cdot M_B = \frac{8,5 \cdot 2000^2}{8} - 1,57 \cdot 2115252 = + 929055 \text{ Kg cm}$$

$$x = \frac{1}{4} + \frac{M_C - M_B}{q \cdot l/2} = \frac{2000}{4} + \frac{929055 + 2115252}{8,5 \cdot 1000} = 858 \text{ cm}$$

$$x_1 = 1000 - 858 = 142 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = \frac{q \cdot x \cdot x_1}{2} + \frac{x_1 \cdot M_B}{1/2} + \frac{x \cdot M_C}{1/2} =$$

$$= \frac{8,5 \cdot 858 \cdot 142}{2} - \frac{142 \cdot 2115252}{1000} + \frac{858 \cdot 929055}{1000} = +1014567 \text{ Kg cm}$$

lo. Luego es mayor que M_C y se deberá tener en cuenta para el cálculo.

2º Viento sobre la cubierta

$$O_1 = \frac{q_1 \cdot f^2 \cdot (C+m)}{8 \cdot N} = \frac{2,05 \cdot 577^2 \cdot (4,14 + 157)}{8 \cdot 10,9} = 31267$$

$$M_B = O_1 + \frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} = 31267 + \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} = + 622692 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = O_1 - \frac{q_1 \cdot f \cdot h}{2} = 31267 - \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000}{2} = - 560158 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = - \frac{q_1 \cdot f^2}{4} + m \cdot O_1 = - \frac{2,05 \cdot 577^2}{4} + 1,57 \cdot 31267 = - 60287 \text{ Kg cm}$$

3º Viento sobre el muro vertical

$$M_B = \frac{q_2 \cdot h^2}{2} + M_D = \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2} - 837200 = + 1242800 \text{ Kg cm}$$

$$M_D = - \frac{q_2 \cdot h^2}{8} \cdot \frac{2 \cdot (B+C) + k}{N} = - \frac{4,16 \cdot 1000^2}{8} \cdot \frac{2 \cdot (4,43 + 4,14) + 0,43}{10,9} = -837200 \text{ Kg cm}$$

$$M_C = \frac{q_2 \cdot h^2}{4} + m \cdot M_D = \frac{4,16 \cdot 1000^2}{4} - 1,57 \cdot 837200 = - 274404 \text{ Kg cm}$$

Anclajes en caso 1º (carga sobre la cubierta)

$$H_A = H_E = \frac{-M_B}{h} = \frac{2115252}{1000} = + 2115 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,5 \cdot 2000}{2} = + 8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2º (viento sobre la cubierta)

$$H_A = - \frac{O_1}{h} - \frac{q_1 \cdot f}{2} = - \frac{31267}{1000} - \frac{2,05 \cdot 577}{2} = - 622 \text{ Kg}$$

$$H_E = - \frac{O_1}{h} + \frac{q_1 \cdot f}{2} = - \frac{31267}{1000} + \frac{2,05 \cdot 577}{2} = + 560 \text{ Kg}$$

$$V_A = - \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (1+m)}{2 \cdot l} = - \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (1+1,57)}{2 \cdot 2000} = - 759 \text{ Kg}$$

$$V_E = \frac{q_1 \cdot f \cdot h \cdot (1+m)}{2 \cdot l} = \frac{2,05 \cdot 577 \cdot 1000 \cdot (1+1,57)}{2 \cdot 2000} = + 759 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3º (viento sobre el muro vertical)

$$H_A = - (q_2 \cdot h - H_E) = - 4,16 \cdot 1000 + 837 = - 3323 \text{ Kg}$$

$$H_E = \frac{-M_D}{h} = \frac{837200}{1000} = + 837 \text{ Kg}$$

$$V_A = - \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot l} = - \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} = - 1040 \text{ Kg}$$

$$V_E = \frac{q_2 \cdot h^2}{2 \cdot l} = \frac{4,16 \cdot 1000^2}{2 \cdot 2000} = + 1040 \text{ Kg}$$

Resumen

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes, para establecer el equilibrio, - con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado- que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se - producirán estos en el otro lado.

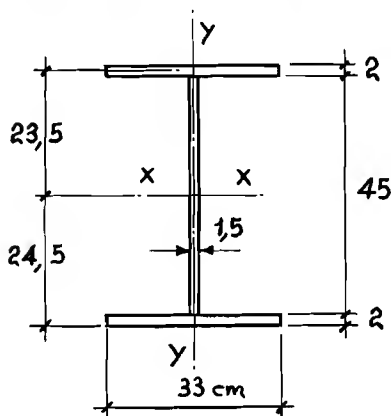
C a s o	M _B	M _C	M _D
1ª	- 2115252	+ 1014567	- 2115252
2ª	+ 622692	- 60287	- 560158
3ª	+ 1242800	- 274404	- 837200
Suma algebraica	- 249760	+ 679876	- 3512610
Para cálculo	- 2115252	+ 1014567	- 3512610

C a s o	H _A	H _E	V _A	V _E
1ª	+ 2115	+ 2115	+ 8500	+ 8500
2ª	- 622	+ 560	- 759	+ 759
3ª	- 3323	+ 837	- 1040	+ 1040
Suma algebraica	- 1830	+ 3512	+ 6701	+10299
Para cálculo	+ 2115	+ 3512	+ 8500	+10299

Cálculo de la sección del soporte del Pórtico

En el cálculo de la sección máxima habrá que tener en cuenta, no solo el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta y el viento, sino también el pandeo que se produce debido a lo citado anteriormente. Por lo tanto, en este caso la sección que se necesita, deberá resistir un momento de $M_D = 3512610 \text{ Kg cm}$, y una compresión de $V_E = 10299 \text{ Kg}$.

Para mayor facilidad de cálculo y economía en peso, se pondrá en este ejemplo una viga armada. Como tensión de trabajo admitiremos 1200 Kg/cm^2 . Con los datos dados anteriormente, calcularemos el perfil del soporte, como a continuación se expone (Figura 433 = perfil soporte) :



$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{33 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 33 \cdot 23,5^2 \right) + \frac{1,5 \cdot 45^3}{12} = 84330 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{84330}{24,5} = 3442 \text{ cm}^3$$

Fig.433

$$I_y = 2 \cdot \frac{2 \cdot 33^3}{12} + \frac{45 \cdot 1,5^3}{12} = 11991 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{11991}{16,5} = 726 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección} = 2 \cdot 66 + 1,5 \cdot 45 = 199,5 \text{ cm}^2 ; i_y = \sqrt{\frac{11991}{199,5}} = 7,7 \text{ cm}$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{7,7} = 129 ; \omega = 2,81 \text{ (ver pag.226)} ; T_c = \frac{10299 \cdot 2,81}{199,5} = 145 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{3512610}{3442} = 1020 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión total a que trabaja el perfil

$$T_{to} = 145 + 1020 = 1165 \text{ Kg/cm}^2$$

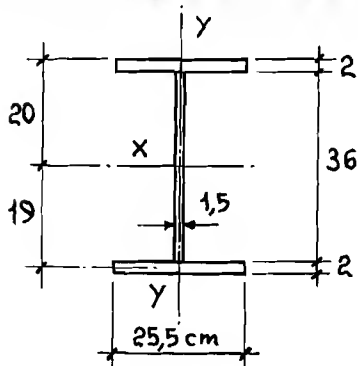
Cálculo de la sección de la cubierta del Pórtico

Al principio del cálculo, impusimos como condición, que el perfil de la cubierta fuera la mitad, del perfil del soporte (ver constante "k"). Naturalmente que en el sitio de unión deberá tener el perfil de la cubierta la misma sección o momento de inercia, por lo tanto, tendremos que calcular, desde donde habrá que empezar a aumentar la sección del perfil de la cubierta.

El momento de inercia del perfil de la cubierta será :

$$I_x = \frac{\text{Momento de inercia soporte}}{2} = \frac{84330}{2} = 42165 \text{ cm}^4$$

Como perfil de la cubierta, conociendo el momento de inercia de 42165 cm⁴ que debe de tener, pondremos el siguiente (ver figura 434) :



$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{25,5 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 25,5 \cdot 19^2 \right) + \frac{1,5 \cdot 36^3}{12} = 42688 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{42688}{20} = 2134 \text{ cm}^3$$

Fig.434

Para hallar el punto donde deberemos aumentar el perfil de la cubierta, sacaremos los momentos que hay en 9 sitios diferentes, de cada uno de los dos lados de la cubierta. Una vez hallados estos valores, se sumarán y nos indicará, donde el momento de inercia es superior, al perfil impuesto.

1ª Carga sobre la cubierta (lado derecho e izquierdo)

$$1ª) M_1 = \frac{8,5 \cdot 100 \cdot 900}{2} - \frac{900}{1000} \cdot 2115252 + \frac{100}{1000} \cdot 929055 = - 1428321 \text{ Kg cm}$$

$$2ª) M_2 = \frac{8,5 \cdot 200 \cdot 800}{2} - \frac{800}{1000} \cdot 2115252 + \frac{200}{1000} \cdot 929055 = - 826390 \text{ Kg cm}$$

$$3ª) M_3 = \frac{8,5 \cdot 300 \cdot 700}{2} - \frac{700}{1000} \cdot 2115252 + \frac{300}{1000} \cdot 929055 = - 309460 \text{ Kg cm}$$

$$4^a) M_4 = \frac{8,5 \cdot 400 \cdot 600}{2} - \frac{600}{1000} \cdot 2115252 + \frac{400}{1000} \cdot 929055 = + 122471 \text{ Kg cm}$$

$$5^a) M_5 = \frac{8,5 \cdot 500 \cdot 500}{2} - \frac{500}{1000} \cdot 2115252 + \frac{500}{1000} \cdot 929055 = + 469401 \text{ Kg cm}$$

$$6^a) M_6 = \frac{8,5 \cdot 600 \cdot 400}{2} - \frac{400}{1000} \cdot 2115252 + \frac{600}{1000} \cdot 929055 = + 519807 \text{ Kg cm}$$

$$7^a) M_7 = \frac{8,5 \cdot 700 \cdot 300}{2} - \frac{300}{1000} \cdot 2115252 + \frac{700}{1000} \cdot 929055 = + 908263 \text{ Kg cm}$$

$$8^a) M_8 = \frac{8,5 \cdot 800 \cdot 200}{2} - \frac{200}{1000} \cdot 2115252 + \frac{800}{1000} \cdot 929055 = + 1000194 \text{ Kg cm}$$

$$9^a) M_9 = \frac{8,5 \cdot 900 \cdot 100}{2} - \frac{100}{1000} \cdot 2115252 + \frac{900}{1000} \cdot 929055 = + 1007124 \text{ Kg cm}$$

2ª Viento sobre la cubierta (lado izquierdo)

$$1^a) M_{1a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{100 \cdot 900}{1000^2} + \frac{900}{1000} \cdot 622692 - \frac{100}{1000} \cdot 60287 = + 585106 \text{ Kg cm}$$

$$2^a) M_{2a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{200 \cdot 800}{1000^2} + \frac{800}{1000} \cdot 622692 - \frac{200}{1000} \cdot 60287 = + 540696 \text{ Kg cm}$$

$$3^a) M_{3a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{300 \cdot 700}{1000^2} + \frac{700}{1000} \cdot 622692 - \frac{300}{1000} \cdot 60287 = + 489460 \text{ Kg cm}$$

$$4^a) M_{4a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{400 \cdot 600}{1000^2} + \frac{600}{1000} \cdot 622692 - \frac{400}{1000} \cdot 60287 = + 431401 \text{ Kg cm}$$

$$5^a) M_{5a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{500 \cdot 500}{1000^2} + \frac{500}{1000} \cdot 622692 - \frac{500}{1000} \cdot 60287 = + 366516 \text{ Kg cm}$$

$$6^a) M_{6a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{600 \cdot 400}{1000^2} + \frac{400}{1000} \cdot 622692 - \frac{600}{1000} \cdot 60287 = + 294804 \text{ Kg cm}$$

$$7^a) M_{7a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{700 \cdot 300}{1000^2} + \frac{300}{1000} \cdot 622692 - \frac{700}{1000} \cdot 60287 = + 216269 \text{ Kg cm}$$

$$8^a) M_{8a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{800 \cdot 200}{1000^2} + \frac{200}{1000} \cdot 622692 - \frac{800}{1000} \cdot 60287 = + 130909 \text{ Kg cm}$$

$$9^{\text{a}}) M_{9a} = \frac{2,05 \cdot 577^2}{2} \cdot \frac{900 \cdot 100}{1000^2} + \frac{100}{1000} \cdot 622692 - \frac{900}{1000} \cdot 60287 = + 38723 \text{ Kg cm}$$

2ª Viento sobre la cubierta (lado derecho)

$$1^{\text{a}}) M_{1b} = - \frac{100}{1000} \cdot 60287 - \frac{900}{1000} \cdot 560158 = - 510170 \text{ Kg cm}$$

$$2^{\text{a}}) M_{2b} = - \frac{200}{1000} \cdot 60287 - \frac{800}{1000} \cdot 560158 = - 460183 \text{ Kg cm}$$

$$3^{\text{a}}) M_{3b} = - \frac{300}{1000} \cdot 60287 - \frac{700}{1000} \cdot 560158 = - 410196 \text{ Kg cm}$$

$$4^{\text{a}}) M_{4b} = - \frac{400}{1000} \cdot 60287 - \frac{600}{1000} \cdot 560158 = - 360208 \text{ Kg cm}$$

$$5^{\text{a}}) M_{5b} = - \frac{500}{1000} \cdot 60287 - \frac{500}{1000} \cdot 560158 = - 310222 \text{ Kg cm}$$

$$6^{\text{a}}) M_{6b} = - \frac{600}{1000} \cdot 60287 - \frac{400}{1000} \cdot 560158 = - 260235 \text{ Kg cm}$$

$$7^{\text{a}}) M_{7b} = - \frac{700}{1000} \cdot 60287 - \frac{300}{1000} \cdot 560158 = - 210247 \text{ Kg cm}$$

$$8^{\text{a}}) M_{8b} = - \frac{800}{1000} \cdot 60287 - \frac{200}{1000} \cdot 560158 = - 160260 \text{ Kg cm}$$

$$9^{\text{a}}) M_{9b} = - \frac{900}{1000} \cdot 60287 - \frac{100}{1000} \cdot 560158 = - 110263 \text{ Kg cm}$$

3ª Viento sobre el muro (lado izquierdo)

$$1^{\text{a}}) M_{1c} = \frac{900}{1000} \cdot 1242800 - \frac{100}{1000} \cdot 274404 = + 1091080 \text{ Kg cm}$$

$$2^{\text{a}}) M_{2c} = \frac{800}{1000} \cdot 1242800 - \frac{200}{1000} \cdot 274404 = + 939360 \text{ Kg cm}$$

$$3^{\text{a}}) M_{3c} = \frac{700}{1000} \cdot 1242800 - \frac{300}{1000} \cdot 274404 = + 787639 \text{ Kg cm}$$

$$\begin{aligned}
4^a) \quad M_{4o} &= \frac{600}{1000} \cdot 1242800 - \frac{400}{1000} \cdot 274404 = + 635919 \quad \text{Kg om} \\
5^a) \quad M_{5o} &= \frac{500}{1000} \cdot 1242800 - \frac{500}{1000} \cdot 274404 = + 484198 \quad \text{Kg om} \\
6^a) \quad M_{6o} &= \frac{400}{1000} \cdot 1242800 - \frac{600}{1000} \cdot 274404 = + 332478 \quad \text{Kg om} \\
7^a) \quad M_{7o} &= \frac{300}{1000} \cdot 1242800 - \frac{700}{1000} \cdot 274404 = + 180750 \quad \text{Kg om} \\
8^a) \quad M_{8o} &= \frac{200}{1000} \cdot 1242800 - \frac{800}{1000} \cdot 274404 = + 29037 \quad \text{Kg om} \\
9^a) \quad M_{9o} &= \frac{100}{1000} \cdot 1242800 - \frac{900}{1000} \cdot 274404 = - 122683 \quad \text{Kg om}
\end{aligned}$$

4.º Viento sobre el muro (lado derecho)

$$\begin{aligned}
1^a) \quad M_{1d} &= - \frac{100}{1000} \cdot 274404 - \frac{900}{1000} \cdot 837200 = - 780920 \quad \text{Kg om} \\
2^a) \quad M_{2d} &= - \frac{200}{1000} \cdot 274404 - \frac{800}{1000} \cdot 837200 = - 724640 \quad \text{Kg om} \\
3^a) \quad M_{3d} &= - \frac{300}{1000} \cdot 274404 - \frac{700}{1000} \cdot 837200 = - 668361 \quad \text{Kg om} \\
4^a) \quad M_{4d} &= - \frac{400}{1000} \cdot 274404 - \frac{600}{1000} \cdot 837200 = - 612081 \quad \text{Kg om} \\
5^a) \quad M_{5d} &= - \frac{500}{1000} \cdot 274404 - \frac{500}{1000} \cdot 837200 = - 555802 \quad \text{Kg om} \\
6^a) \quad M_{6d} &= - \frac{600}{1000} \cdot 274404 - \frac{400}{1000} \cdot 837200 = - 499522 \quad \text{Kg om} \\
7^a) \quad M_{7d} &= - \frac{700}{1000} \cdot 274404 - \frac{300}{1000} \cdot 837200 = - 443242 \quad \text{Kg om} \\
8^a) \quad M_{8d} &= - \frac{800}{1000} \cdot 274404 - \frac{200}{1000} \cdot 837200 = - 386963 \quad \text{Kg om}
\end{aligned}$$

$$9^a) M_{9d} = - \frac{900}{1000} \cdot 274404 - \frac{100}{1000} \cdot 837200 = - 330683 \text{ Kg cm}$$

Suma de momentos

Con los valores de los momentos, en 9 sitios distanciados igualmente entre sí, los sumaremos para ver donde el momento es menor del valor $2134 \cdot 1200 = 2560800 \text{ Kg cm}$.

Lado izquierdo

$$\begin{aligned} M_1 + M_{1a} + M_{1c} &= - 1428321 + 585106 + 1091080 = + 247865 \text{ Kg cm} \\ M_2 + M_{2a} + M_{2c} &= - 826390 + 540696 + 939360 = + 653666 \text{ Kg cm} \\ M_3 + M_{3a} + M_{3c} &= - 309460 + 489460 + 787639 = + 967639 \text{ Kg cm} \\ M_4 + M_{4a} + M_{4c} &= + 122471 + 431401 + 635919 = + 1189791 \text{ Kg cm} \\ M_5 + M_{5a} + M_{5c} &= + 469401 + 366516 + 484198 = + 1320115 \text{ Kg cm} \\ M_6 + M_{6a} + M_{6c} &= + 519807 + 294804 + 332478 = + 1147089 \text{ Kg cm} \\ M_7 + M_{7a} + M_{7c} &= + 908263 + 216269 + 180750 = + 1305282 \text{ Kg cm} \\ M_8 + M_{8a} + M_{8c} &= + 1000194 + 130909 + 29037 = + 1160140 \text{ Kg cm} \\ M_9 + M_{9a} + M_{9c} &= + 1007124 + 38723 - 122683 = + 923164 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

Lado derecho

$$\begin{aligned} M_1 + M_{1b} + M_{1d} &= - 1428321 - 510170 - 780920 = - 2719411 \text{ Kg cm} \\ M_2 + M_{2b} + M_{2d} &= - 826390 - 460183 - 724640 = - 2011213 \text{ Kg cm} \\ M_3 + M_{3b} + M_{3d} &= - 309460 - 410196 - 668361 = - 1388017 \text{ Kg cm} \\ M_4 + M_{4b} + M_{4d} &= + 122471 - 360208 - 612081 = - 849818 \text{ Kg cm} \\ M_5 + M_{5b} + M_{5d} &= + 469401 - 310222 - 555802 = - 396623 \text{ Kg cm} \\ M_6 + M_{6b} + M_{6d} &= + 519807 - 260235 - 499522 = - 239950 \text{ Kg cm} \\ M_7 + M_{7b} + M_{7d} &= + 908263 - 210247 - 443242 = + 254774 \text{ Kg cm} \\ M_8 + M_{8b} + M_{8d} &= + 1000194 - 160260 - 386963 = + 452971 \text{ Kg cm} \\ M_9 + M_{9b} + M_{9d} &= + 1007124 - 110263 - 330683 = + 566178 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

Como en este caso, cuando no hay viento el valor es menor que el de 2560800 Kg cm, se ha hecho la suma algebraica de los momentos con -- viento. Por la suma de momentos, se ve que en el lado izquierdo, el valor del momento nunca pasa de los 2560800 Kg cm. En el lado derecho ya en el segundo punto el valor es de 2011213 Kg cm, y por lo tanto menor. Esto quiere decir que en este punto, que está a $(1154:10) \cdot 2 = 230,8 \text{ cm}$ del eje del soporte, se puede empezar a aumentar la sección del perfil de la cubierta hasta llegar a la sección del soporte (ver figura 439).

CONCLUSION : El pórtico es más económico que el del ejemplo "a", aún cuando el soporte aumenta.

1) 2 NAVES SIN PUENTE GRUA FORMADAS POR 2 PORTICOS UNIDOS

Ejemplo de cálculo de 2 naves, formadas por dos pórticos articulados unidos, con las dimensiones y carga del ejemplo de la página 180, más 20 Kg de peso propio por m² (separación de formas 6,5 m). $I_1 = I_2/2$ en este cálculo. Ver figuras 435 y 436.

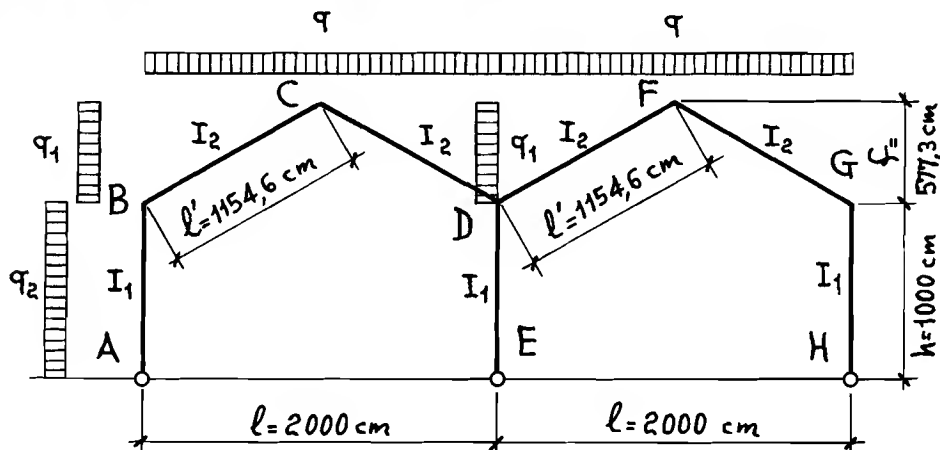


Fig. 435

Representación de los momentos máximos de cálculo, con su signo, unidos entre sí, y los esfuerzos de los anclajes. Ver figura 436.

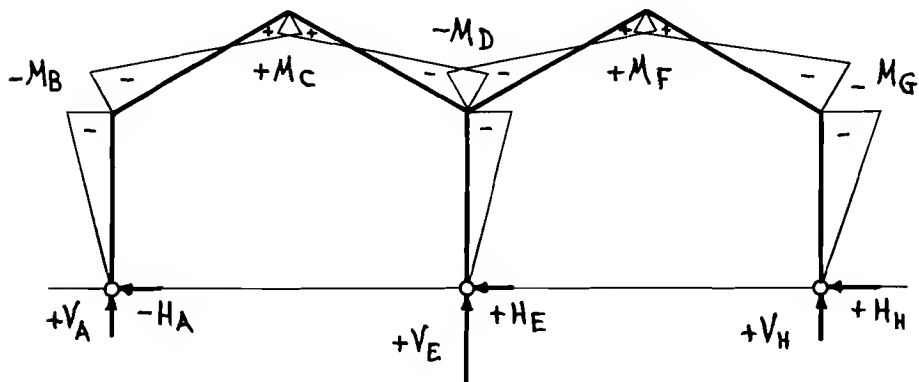


Fig.436

Estos dos pórticos unidos tienen las cargas iguales al ejemplo - "1", por lo tanto no se repetirá el cálculo, y solo se darán los valores obtenidos en el ejemplo anteriormente expuesto. Aquí se tratará solo por lo tanto, de combinar los momentos y esfuerzos hallados, para sacar los valores de cálculo de estas dos naves unidas.

1º Carga sobre la cubierta

(Nave izquierda y derecha)

$$M_B = M_D = - 2115252 \text{ Kg cm} ; M'_C = + 1014567 \text{ Kg cm}$$

2º Viento sobre la cubierta

(Nave izquierda y derecha)

$$M_B = + 622692 \text{ Kg cm} ; M_D = - 560158 \text{ Kg cm} ; M_C = - 60287 \text{ Kg cm}$$

3º Viento sobre el muro vertical

(Solo en nave izquierda)

$$M_B = + 1242800 \text{ Kg cm} ; M_D = - 837200 \text{ Kg cm} ; M_C = - 274404 \text{ Kg cm}$$

Anclajes en caso 1º (Carga sobre la cubierta)

(Nave izquierda y derecha)

$$H_A = H_E = + 2115 \text{ Kg} ; V_A = V_E = + 8500 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 2º (Viento sobre la cubierta)

(Nave izquierda y derecha)

$$H_A = - 622 \text{ Kg} ; H_E = + 560 \text{ Kg} ; V_A = - 759 \text{ Kg} ; V_E = + 759 \text{ Kg}$$

Anclajes en caso 3º (Viento sobre el muro vertical)

(Solo en nave izquierda)

$$H_A = - 3323 \text{ Kg} ; H_E = + 837 \text{ Kg} ; V_A = - 1040 \text{ Kg} ; V_E = + 1040 \text{ Kg}$$

Resumen

A continuación se pondrá, un resumen de momentos flectores y de las fuerzas necesarias de los anclajes para establecer el equilibrio, - con el caso más desfavorable para el cálculo (con viento o sin él).

Para el cálculo se escogerán naturalmente, los valores del lado- que sean máximos, ya que al cambiar el viento en el otro sentido, se - producirán estos en el otro lado.

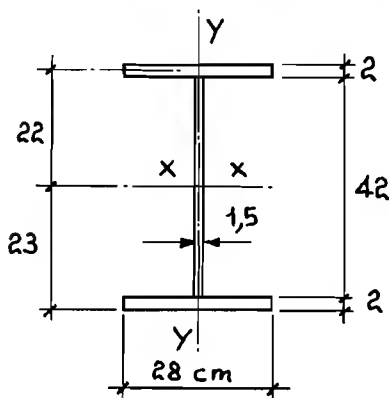
C a s o	M_B	M_C	M_D	M_F	M_G
1ª	- 2115252	+ 1014567	- 2115252	+ 1014567	- 2115252
2ª	+ 622692	- 60287	+ 2115252	-	- 560158
3ª	+ 1242800	- 274404	- 622692	-----	-----
Suma algebraica	- 249760	+ 679876	- 2020050	+ 954280	- 2675410
Para cálculo	- 2115252	+ 1014567	- 3512610	+ 1014567	- 2675410

C a s o	H_A	H_E	H_H	V_A	V_E	V_H
1ª	+ 2115	+ 2115	+ 2115	+ 8500	+ 8500	+ 8500
2ª	- 622	+ 560	+ 560	- 759	+ 759	+ 759
3ª	- 3323	+ 622	-----	- 1040	- 759	-----
		+ 837			+ 1040	
Suma algebraica	- 1830	+ 2019	+ 2675	+ 6701	+ 18040	+ 9259
Para cálculo	+ 2115	+ 2019	+ 2675	+ 8500	+ 18040	+ 9259

Cálculo de la sección de B-A y G-H del Pórtico

En el cálculo de la sección máxima habrá que tener en cuenta, no solo el momento máximo que haya salido por los esfuerzos de carga de la cubierta y el viento, sino también el pandeo que se produce debido a lo oitado anteriormente. Por lo tanto, en este caso la sección que se necesita, deberá resistir un momento de $M_G = 2675410 \text{ Kg cm}$, y una compresión de $V_H = 9259 \text{ Kg}$.

Para mayor facilidad de cálculo y economía en peso, se pondrá en este ejemplo una viga armada. Como tensión de trabajo admitiremos 1200 Kg/cm^2 . Con los datos dados anteriormente, calcularemos el perfil del soporte, como a continuación se expone (Figura 437 = perfil soporte) :



$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{28 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 28 \cdot 22^2 \right) + \frac{1,5 \cdot 42^3}{12} = 63505 \text{ cm}^4$$

$$R_x = \frac{63505}{23} = 2761 \text{ cm}^3$$

Fig.437

$$I_y = 2 \cdot \frac{2 \cdot 28^3}{12} + \frac{42 \cdot 1,5^3}{12} = 7328 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \frac{7328}{14} = 523 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección} = 2 \cdot 56 + 1,5 \cdot 42 = 175 \text{ cm}^2 \quad ; \quad i_y = \sqrt{\frac{7328}{175}} = 6,4$$

Compresión

$$\lambda = \frac{1000}{6,4} = 156 \quad ; \quad \omega = 4,11 \text{ (ver pag.226)} \quad ; \quad T_o = \frac{9259 \cdot 4,11}{175} = 217 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$T_f = \frac{2675410}{2761} = 969 \text{ Kg/cm}^2$$

Tensión total a que trabaja el perfil

$$T_{to} = 217 + 969 = 1186 \text{ Kg/cm}^2$$

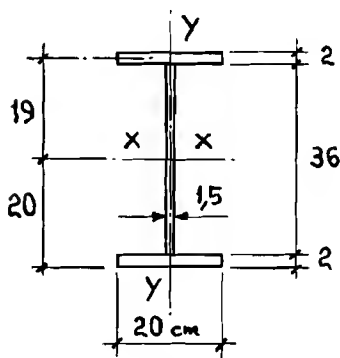
Cálculo de B-C y F-G de la cubierta

También aquí en este ejemplo, impusimos al principio como condición, que el perfil de la cubierta fuera la mitad del perfil de soporte (ver constante "k" del ejemplo "i"). En el centro de unión de este perfil de la cubierta con el perfil del soporte, deberá haber la misma sección o momento de inercia, por lo tanto, tendremos que calcular desde donde habrá que empezar a aumentar la sección del perfil de la cubierta.

El momento de inercia del perfil de la cubierta será :

$$\frac{\text{Momento de inercia soporte}}{2} = \frac{63505}{2} = 31752 \text{ cm}^4$$

Como perfil de la cubierta, conociendo el momento de inercia de 31752 cm⁴ que debe tener, pondremos el siguiente (ver figura 438) :



$$I_x = 2 \cdot \left(\frac{20 \cdot 2^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 19^2 \right) + \frac{1,5 \cdot 36^3}{12} = 32794 \text{ cm}^4$$

Fig.438

$$R_x = \frac{32794}{20} = 1639 \text{ cm}^3$$

Para hallar el punto, donde deberemos aumentar el perfil de la cubierta hasta llegar al perfil del soporte, se procederá como se hizo en el ejemplo "i".

Para calcular el soporte D-E y los perfiles C-D y D-F de la cubierta, se procederá de manera similar (el nudo D se reforzará convenientemente).

UNION DE LOS PERFILES DE LA CUBIERTA Y EL SOPORTE

A continuación se indica, como se puede unir el perfil de la cubierta con el del soporte. Las figuras 439 y 440 muestran una de las maneras de unir estos dos perfiles, en un pórtico con el perfil de la cubierta menor al del soporte (ejemplo "1").

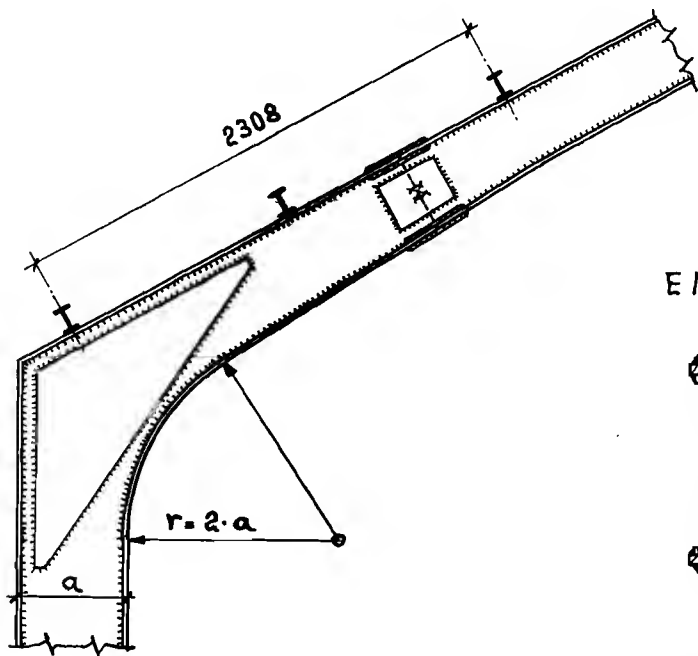


Fig.439

EMPALME

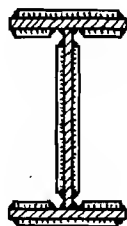


Fig.440

Entre dos correas se puede colocar el empalme, bien sea remachado o soldado, que se calculará con las normas dadas, en su capítulo correspondiente. (El empalme es necesario, para poder transportar el pórtico a la obra).

BASES DE LOS SOPORTES

Como queda ya dicho anteriormente, hay dos tipos principales de pórticos, los articulados y los empotrados. Por lo tanto, habrá también dos tipos de bases.

Las bases de los pórticos articulados, se podrán proyectar, como

se indica en las figuras 441 y 442. Dicha base tiene la ventaja de que dimensionándola convenientemente (pag.93), puede absorber los esfuerzos de vuelco transversales a la nave, debidos al frenado del puente grúa. Para los rodillos se podrán utilizar las fórmulas de la página 61.

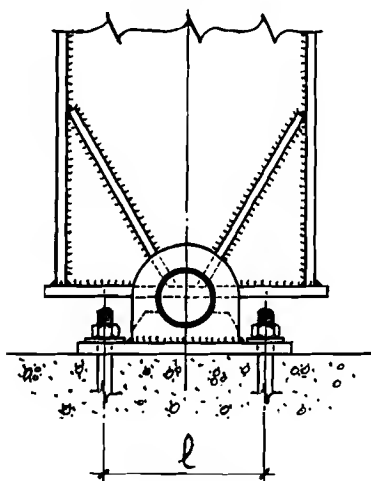


Fig.441

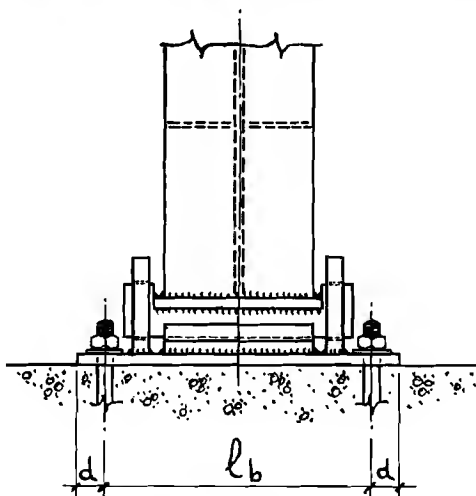


Fig.442

Las bases de los pórticos empotrados, se proyectarán con las dimensiones adecuadas (pag.94), para absorber los esfuerzos de cortadura y tracción de los anclajes. La tracción de los anclajes, será la que salga por el momento habido en cada caso.

Las figuras 443 y 444 muestran una de las formas, de anclar las bases de los pórticos empotrados. Como se ve no difiere nada de las bases de los soportes normales.

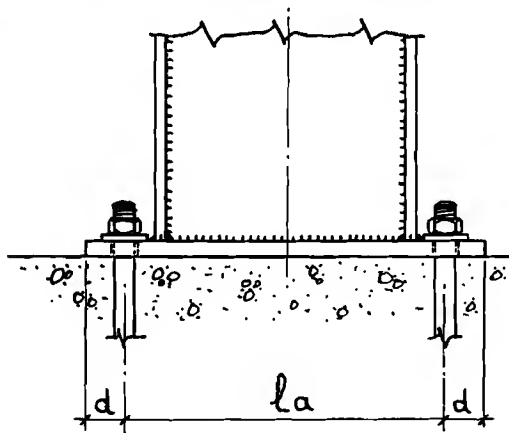


Fig.443

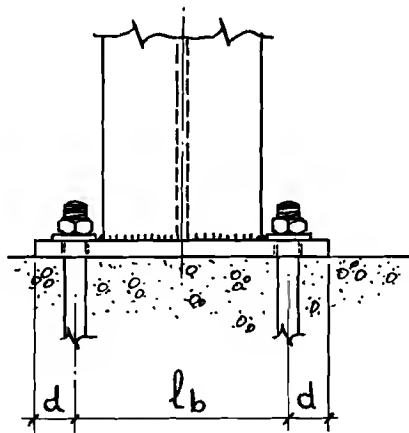


Fig.444

Según el tipo de esfuerzo a que esté sometida la base, así será necesario proyectar ésta. Se podrán tomar por lo tanto para proyectar, las normas que se dan en las páginas 85 y 86.

Ejemplo de cálculo de la base del pórtico "b"

En este pórtico tenemos un esfuerzo de compresión de 10250 Kg, un esfuerzo de cortadura de 4258 Kg, y un momento en la base de 2180784 Kg cm (valores máximos del pórtico, y soporte 1130 Kg).

La fórmula, para la obtención de la separación mínima de los anclajes, es la siguiente :

$$l = \frac{x \cdot P_c}{4 \cdot a} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot a}{x \cdot P_c} \cdot \left(2 \cdot \frac{M_f}{P_o} - d \right)} \right]$$

Para "a" tomaremos en este caso 33 cm, y "x" será 0,182, haciendo trabajar a 30 Kg/cm² al hormigón del fundamento, y a 800 Kg/cm² el anclaje. Por lo tanto l será :

$$l = \frac{0,182 \cdot 10250}{4 \cdot 33} \cdot \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 33}{0,182 \cdot 10250} \cdot \left(2 \cdot \frac{2180784}{10250} - 6 \right)} \right] \approx 123 \text{ cm}$$

Como con esta medida los anclajes que salen son de mucho diámetro, separaremos los anclajes a 130 cm.

La figura 445 muestra la forma de la base, en este caso concreto. Su acortamiento se podrá calcular, con las normas que se dieron en la página 95.

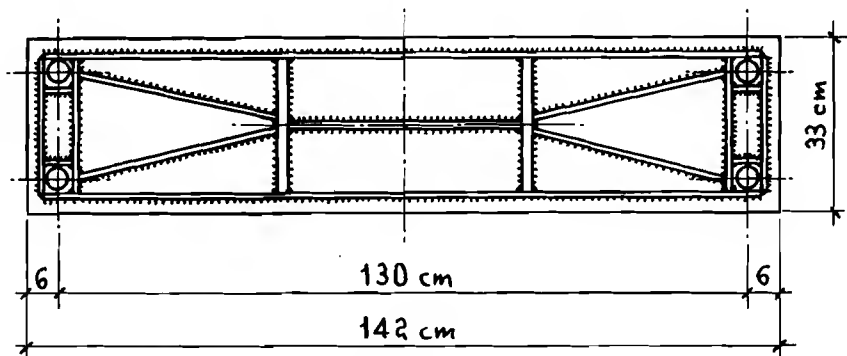


Fig.445

ANCLAJES

Para calcular los anclajes de las bases de los pórticos, se podrán utilizar las fórmulas que se dieron en la página 96. Después de haber calculado a tracción los anclajes de un lado de la base, se comprobarán los otros dos de esta misma base a cortadura, al esfuerzo que tenga que soportar, según el caso, para ver si valen (normalmente son admisibles).

Ejemplo de cálculo de los anclajes del pórtico "b"

Conociendo ya los valores del momento flector, el esfuerzo de compresión y el de cortadura, que quedan dichos ya en el cálculo de la base, así como la separación de los anclajes (130 cm), podemos proceder a calcularlos.

La fórmula de cálculo, para obtener la tracción de los anclajes, es la siguiente :

$$P = P_c \cdot \left(y \cdot \frac{\frac{M_f}{P_c} + \frac{1}{2}}{1} - 1 \right)$$

"y" = Coeficiente, ver página 97

El coeficiente "y" será en este caso 1,167, haciendo trabajar a 30 Kg/cm² el hormigón del fundamento, y a 850 Kg/cm² el anclaje. Por lo tanto P será :

$$P = 10250 \cdot \left(1,167 \cdot \frac{\frac{2180784}{10250} + \frac{130}{2}}{130} - 1 \right) = 15222 \text{ Kg}$$

Mirando en la tabla de la página 109, nos dará 2 redondos de 39 mm de diámetro. La longitud de los anclajes se calculará, con las fórmulas dadas en la página 98.

La tensión a que trabajan los otros dos anclajes, por la fuerza de cortadura de 4258 Kg, será la siguiente (sección de los 2 Ø 39 = 17,2 cm²) :

$$T_{cor} = \frac{4258}{17,9} = 238 \text{ Kg/cm}^2 < 700 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, todavía ampliamente admisible.

FUNDAMENTOS

Tampoco el cálculo de los fundamentos difiere de las normas dadas en la página 99. A continuación se calculará un ejemplo, para que se pueda ver la toma de valores, en este caso concreto de pórticos.

Ejemplo de cálculo del fundamento del pórtico "b"

Como primer dato tenemos una tracción máxima de los anclajes de 15222 Kg, lo cual deberá pesar como mínimo el fundamento (ver página 100). Los otros datos se exponen a continuación:

$Mf_E = 2180784 \text{ Kg cm}$; $V'_E = 6025 \text{ Kg}$; Dimensiones del fundamento según figuras 446 y 447 ; Peso del fundamento = $P_8 = 16139 \text{ Kg}$; Peso de la tierra encima del fundamento = $P_7 = 8422 \text{ Kg}$; Presión admisible del suelo = 2 Kg/cm^2 . $V'_E = V_E + \text{soporte} - \text{nieve}$. $Mf = M_h = Mf_E + H_E \cdot 210$

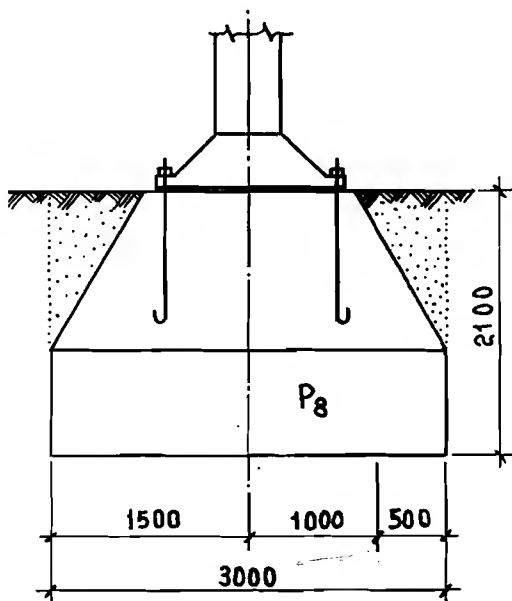


Fig. 446

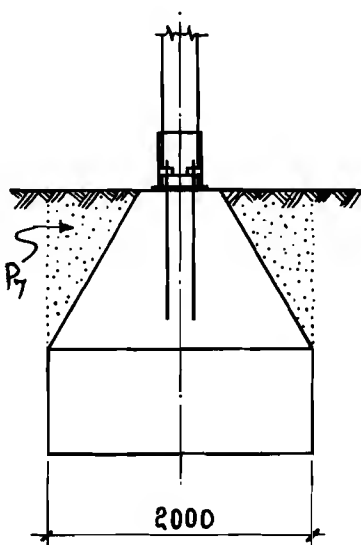


Fig. 447

$$P_o = V'_E + P_8 + P_7 = 6025 + 16139 + 8422 = 30586 \text{ Kg}$$

$$n = \frac{Mf}{P_o} = \frac{3074964}{30586} = 100 \text{ cm}$$

$$m = 300 : 2 = 150 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{m}{3} = \frac{150}{3} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{luego } n > \frac{m}{3} \text{ por lo tanto}$$

$$n = m - n = 150 - 100 = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Presión del suelo} = \frac{2 \cdot P_o}{3 \cdot n \cdot b} = \frac{2 \cdot 30586}{3 \cdot 50 \cdot 200} = 2,1 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto como sí es superior a 2 Kg/cm², no admisible.

Seguridad contra el vuelco

$$M_h = 3074964 \text{ Kg cm} \quad ; \quad M_v = 30586 \cdot 150 = 4587900 \text{ Kg cm}$$

$$\text{Seguridad} = \frac{M_v}{M_h} = \frac{4587900}{3074964} = 1,4$$

No admisible, ya que es inferior a 2. Por lo tanto se aumentará el fundamento.

F L E C H A

Es necesario calcular las flechas de los soportes y la cubierta, para evitar que el pórtico sea excesivamente poco rígido. Al hacerlo se comprobará que hay que aumentar en muchos casos, los perfiles que han salido por cálculo (principalmente en pórticos con tirante).

17 GRUAS MENSULA

INTRODUCCION

En muchos talleres de Construcciones Metálicas de construcción pesada, son insuficientes los puentes grúas, y hay que adicionarle a la nave, lateralmente, unas grúas ménsula. Dichas grúas ménsula, mandadas desde abajo por mando de botonera, servirán para el volteo de las piezas pesadas que se arman y se sueldan, y para el transporte a corta distancia (Fig.448).

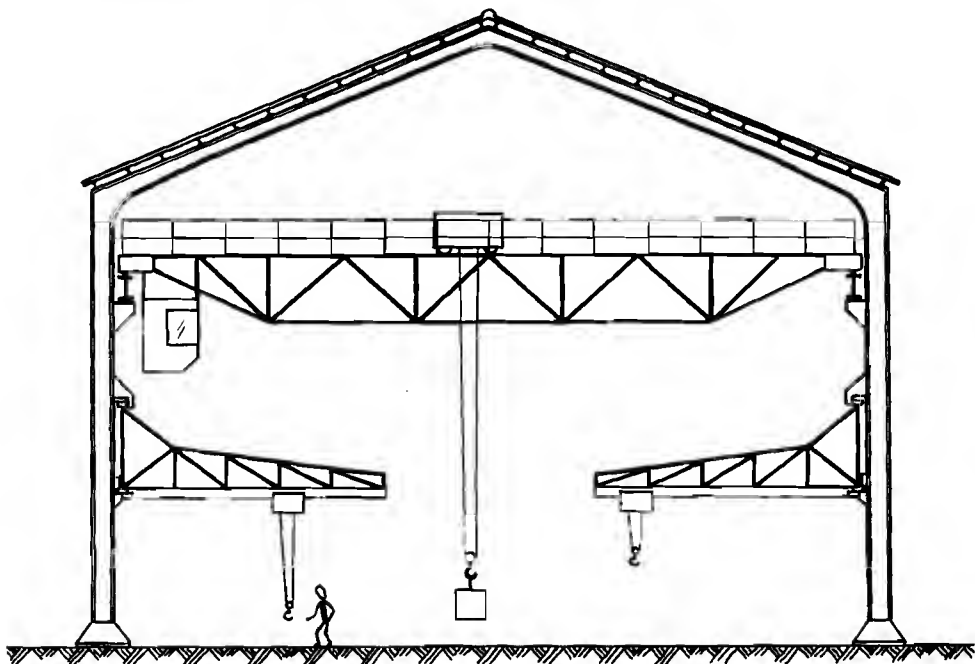


Fig.448

En el centro de la nave quedará un pasillo, donde no llegan las grúas ménsula. Este pasillo sirve para que pueda pasar la carga de los puentes grúa, a una altura baja, y sin tropezar con las grúas ménsula.

Estas grúas ménsula llevan un mecanismo para elevar y trasladar la carga (polipasto), el cual se desplaza por el ala inferior de una I.P.N. Estos Polipastos se compran en el comercio, y los hay para diferentes capacidades de elevación. Una vez elegido el de la capacidad adecuada, para la nave donde vaya a ser instalado, se verá por su catálogo sobre qué perfil I.P.N. se puede desplazar (normalmente varios).

A la grúa ménsula se le tendrá que calcular, el mecanismo adecuado según su capacidad y dimensiones, para el desplazamiento longitudinal a la nave.

Uno de los tipos de grúa ménsula, como el que se ha descrito hasta aquí, se puede ver esquemáticamente por las figuras 449, 450 y 451.

La triangulación vertical y la viga de rodadura (fig.450), sirven para la carga vertical, y la triangulación horizontal (fig.451) para el frenado de la grúa ménsula. Las barras "a" de la figura 449 son para sujetar la triangulación horizontal y para la torsión del carril. La fuerza que actúa en el punto "b" (fig.450) se divide en 4, para trasladarse a los dos apoyos superiores, y a los dos inferiores.

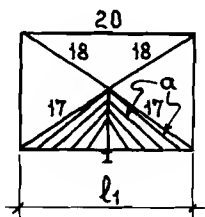


Fig.449

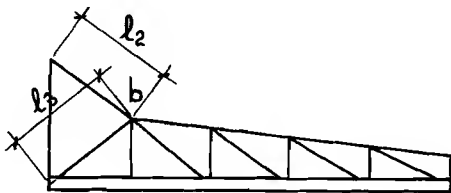


Fig.450

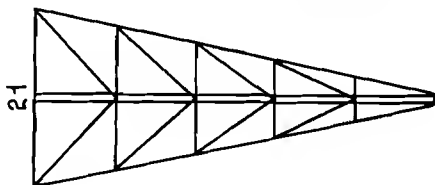


Fig.451

CALCULO DE LA GRUA MENSULA

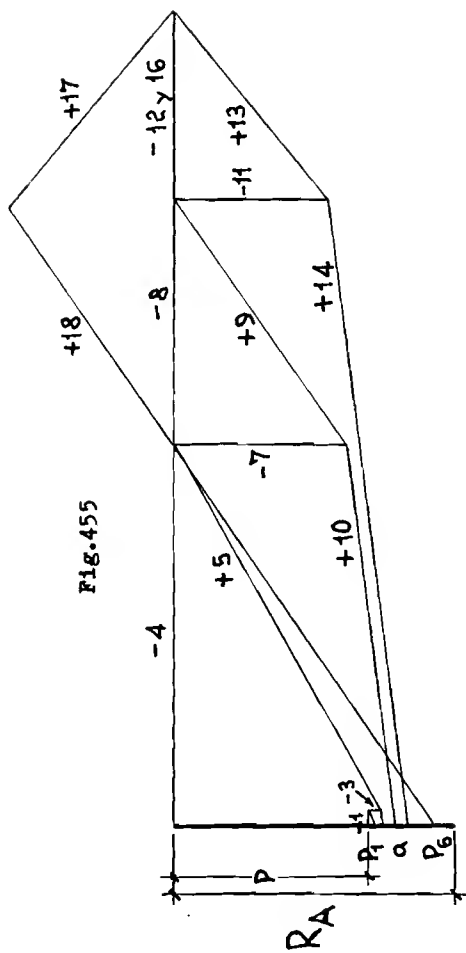
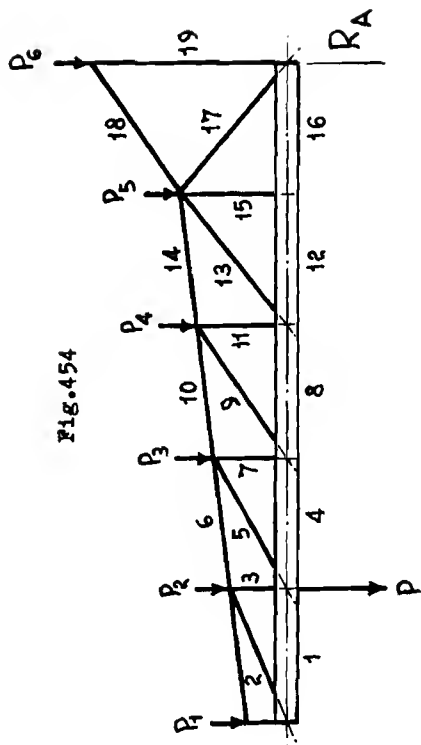
Para el cálculo de la grúa ménsula, se podrán utilizar los mismos coeficientes de compensación (ψ), y de choque (φ), que se indican en la página 250.

Carga vertical

Para el cálculo de los esfuerzos verticales, se podrá utilizar el Cremona. Las figuras 452 y 453 muestran el cálculo de las barras, estando la carga máxima en el extremo. También se puede ver la reacción R_A , suma de todas las cargas.

Las fuerzas P_1 , P_2 , P_3 , P_4 , P_5 y P_6 , se refieren al peso propio de la grúa ménsula.

Al desplazarse la carga hacia la pared, los esfuerzos que se originan en las barras son diferentes (figuras 453 y 455), por lo tanto habrá que hacer un Cremona por cada nudo inferior de la grúa ménsula. Una vez se tengan todos, se escogerá para el cálculo de cada barra el esfuerzo mayor (ver figuras 456 a 460).



En los diagramas figuras 453 y 455, las fuerzas de las barras 17 y 18, no son las que realmente están solicitadas dichas barras, puesto que el diagrama es para el plano vertical, y estas barras se abren del centro hasta llegar a donde están las ruedas (ver figuras 449 y 450). - Por lo tanto calcularemos su valor real, a continuación (ver figuras 456 y 457).

Fig.456

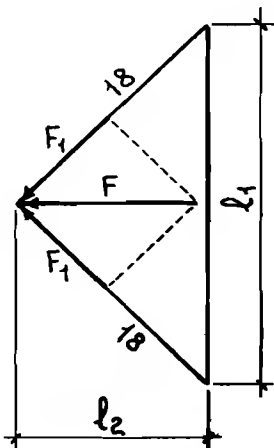
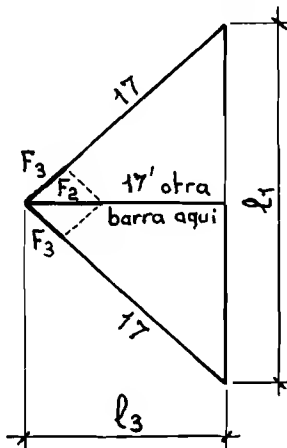


Fig.457



Las barras 17 trabajan a compresión o tracción, según en el nudo que esté el polipasto de la grúa ménsula. También deberá haber una barra 17' entre las dos 17, que sujete a la viga I.P.N. en el último tramo, al nudo "b" (ver figura 450). Para el trabajo a que está solicitada la barra 17', se podrá poner igual perfil que la barra 13.

Debido a los esfuerzos de las barras 18 y 17, las barras 20 y 21 (ver figuras 549 y 451), están sometidas a compresión la 20, y la 21 a compresión o tracción, según en el nudo que esté el polipasto de la grúa ménsula (ver figuras 458 y 459).

Fig.458

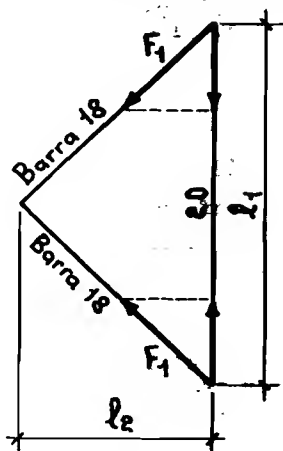
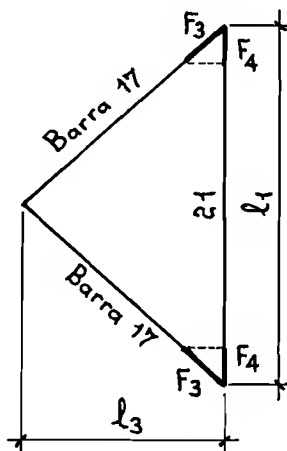
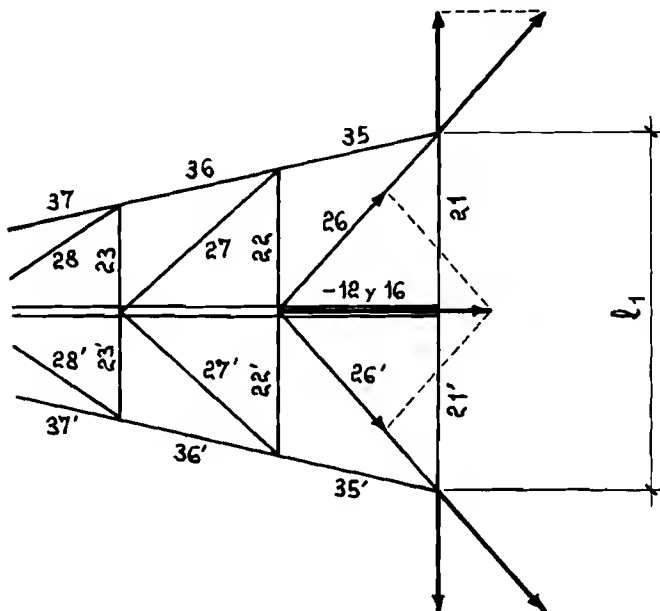


Fig.459



La barra 21 también está sometida a tracción por el esfuerzo de compresión de la viga donde va el polipasto. Por lo tanto, tomando en el diagrama figura 453, el esfuerzo de las barras 12 y 16, haremos un nuevo diagrama, para hallar el esfuerzo de tracción de la barra 21 (ver figura 460).

Fig.460



En el marco formado por las barras 19, 20 y 21, se pondrá una cruz de San Andrés, entre los vertices de unión para darle rigidez. También se pondrá otra barra del eje de la cruz, al centro de la barra 21, para acortar su luz.

Esfuerzo de frenado

Las figuras 461 y 462, muestran los esfuerzos a que están sometidas las barras de la triangulación horizontal, por el frenado de la grúa ménsula, estando la carga máxima en el extremo. Las fuerzas de frenado serán P ; la P se dividirá por 14, quedando en P' , y las P'_1 a P'_6 serán las P_1 a P_6 divididas por 7.

Como ocurre en la carga vertical, aquí al desplazarse la carga hacia la pared, los esfuerzos de las barras cambian también (ver figuras 463 y 464). Por lo tanto, habrá que hacer un diagrama por cada caso que haya.

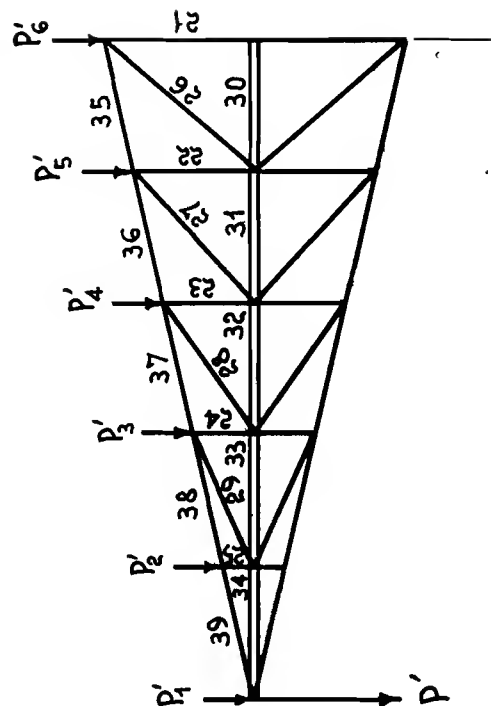


FIG. 461

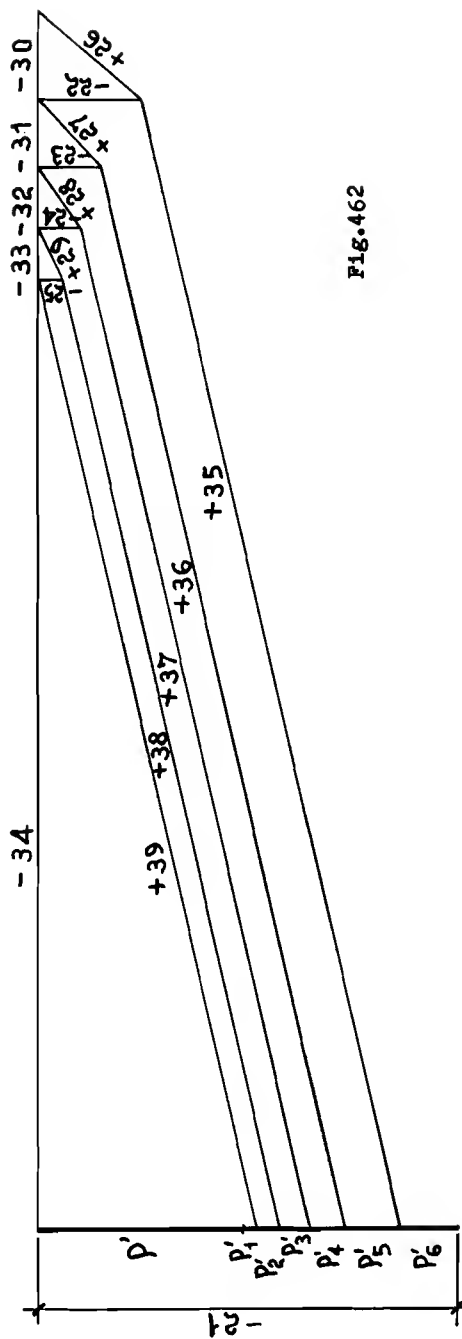


FIG. 462

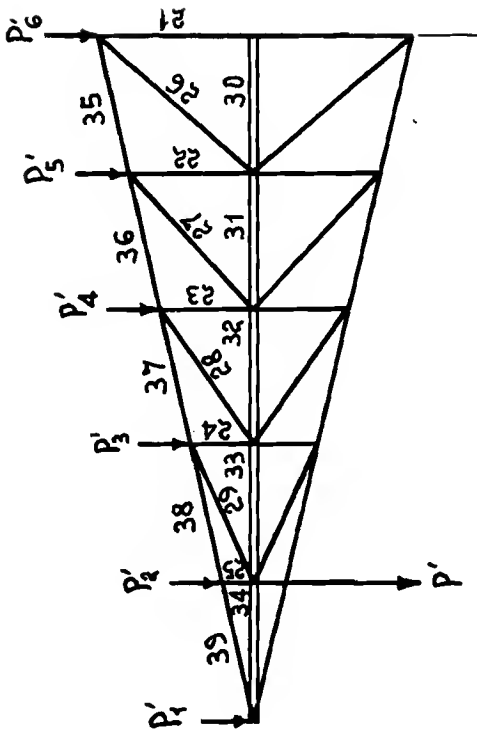


Fig. 463

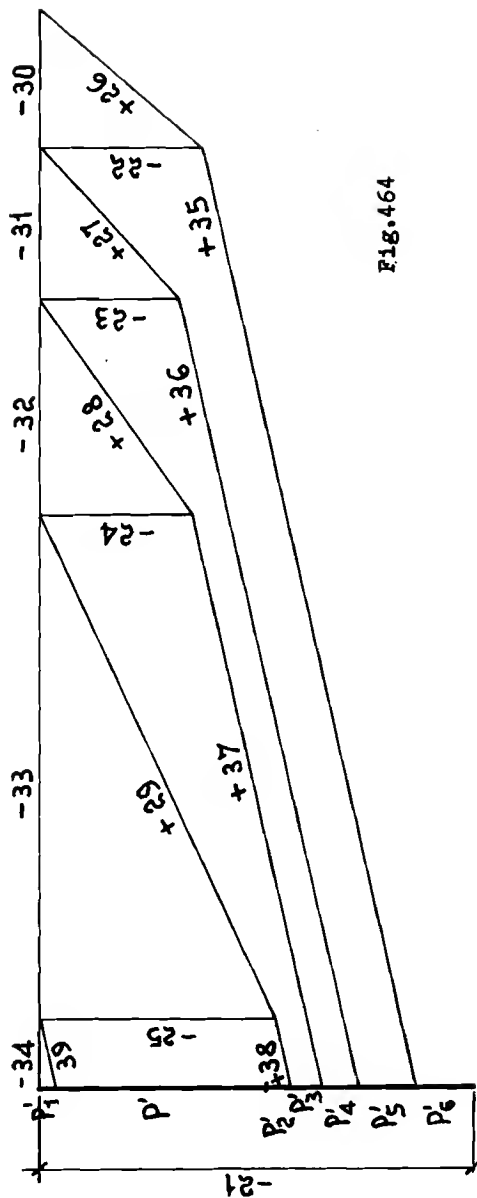


Fig. 464

EJEMPLO DE CALCULO DE UNA GRUA MENSULA

(Anteproyecto)

A continuación se hará el anteproyecto de una grúa ménsula. Las cargas que se ponen en el diagrama del peso propio, serán un valor supuesto aproximado. Una vez se tengan calculado los perfiles con este valor aproximado, se obtendrá el valor real de los perfiles, y se procederá al calculo definitivo. Tensión de trabajo 1400 Kg/cm². Coeficiente de compensación $\gamma = 1,4$. Las figuras 466 y 481 indican las dimensiones de la grúa ménsula. Polipasto para carga de 3000 Kg, de peso propio 650 Kg.

Como carril para el desplazamiento del polipasto, se pondrá una I.PN. Para evitar el deegaste del ala inferior, sobre la que apoyan las ruedas del polipasto, se puntearán unas chapas curvadas con plegadura (con el radio adecuado), las cuales se podrán sustituir cuando estén casi gastadas (ver figura 465).

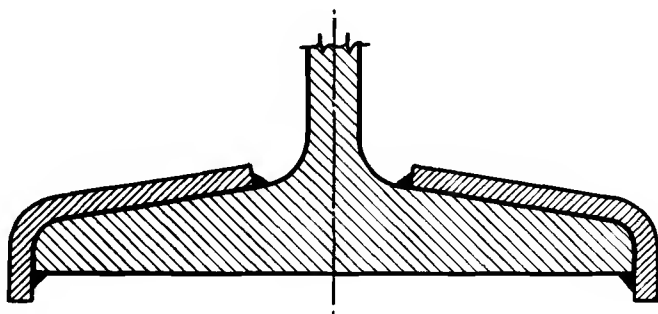


Fig.465

Carga vertical

Por las figuras 466 a 475 se podrá obtener el trabajo de cada barra, estando el polipasto en cada uno de los nudos.

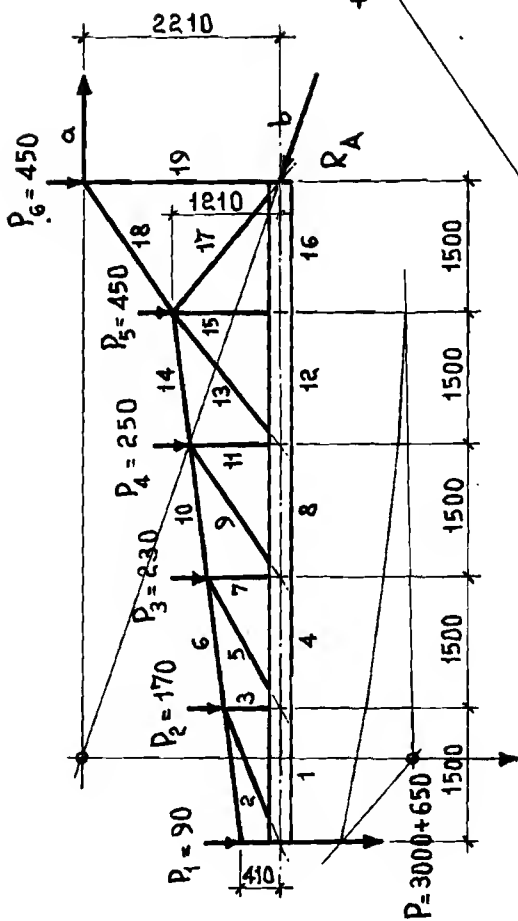


Fig. 466

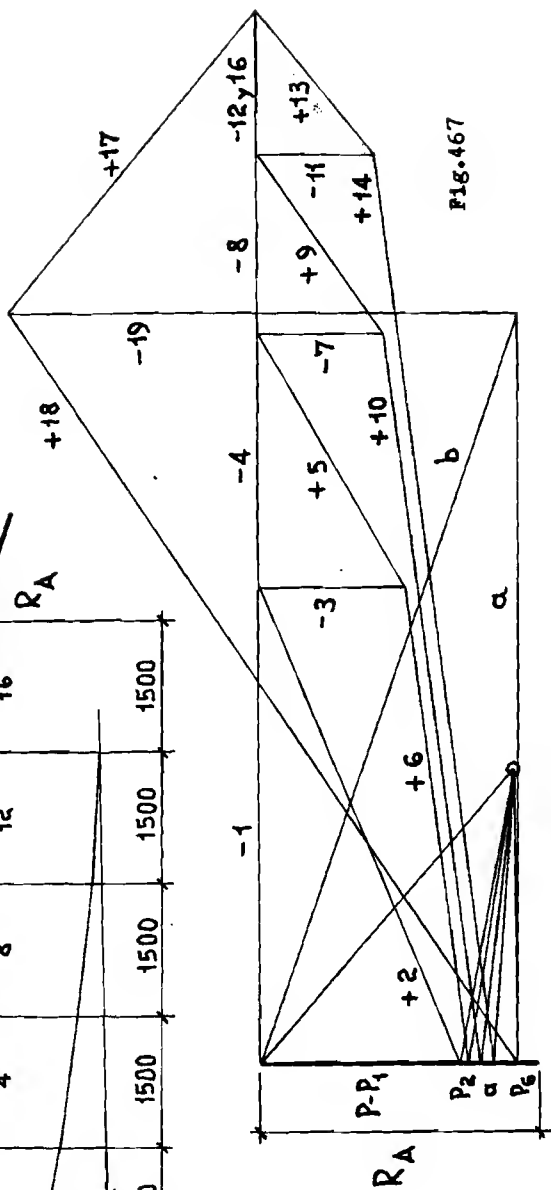
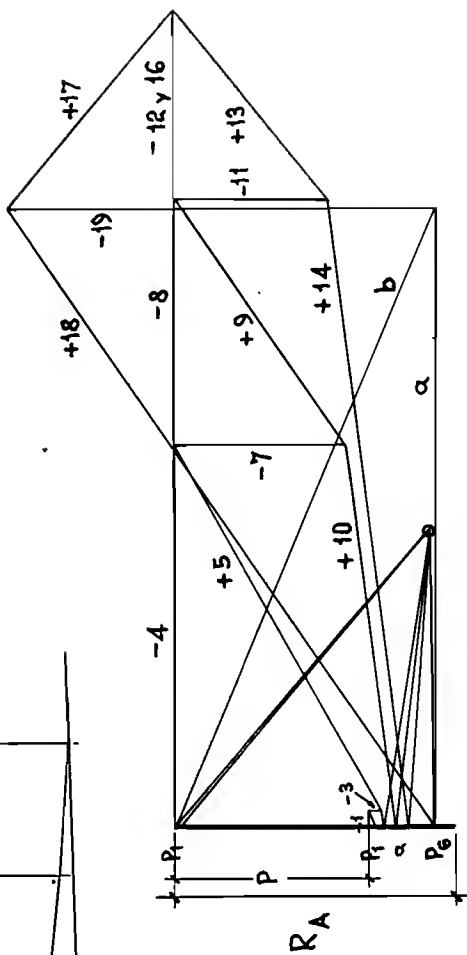
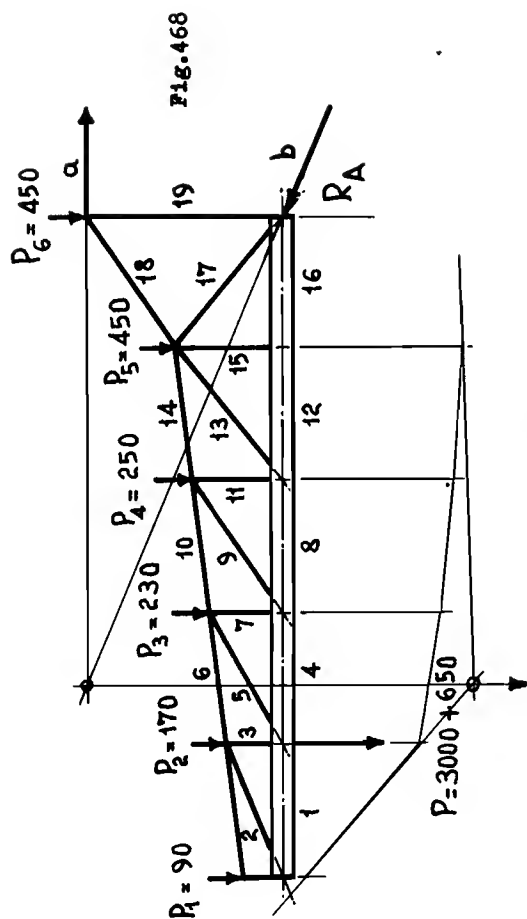
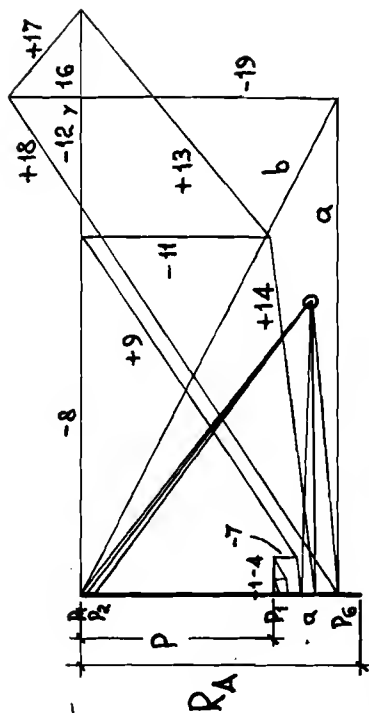
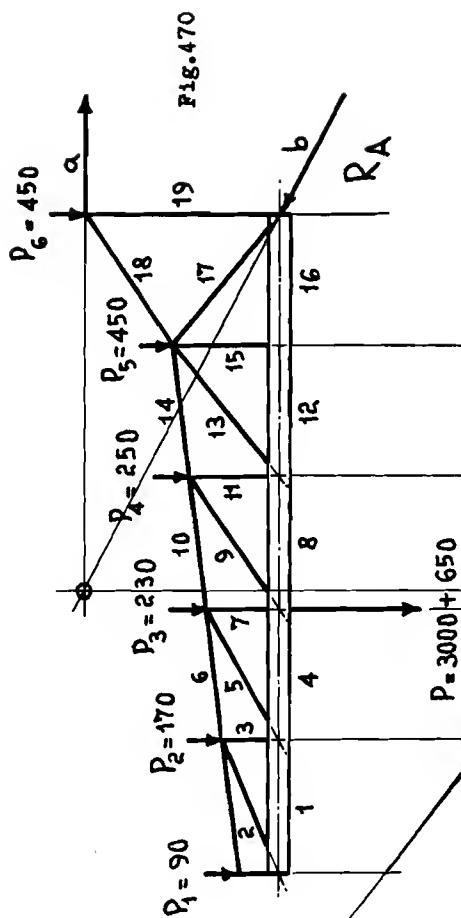
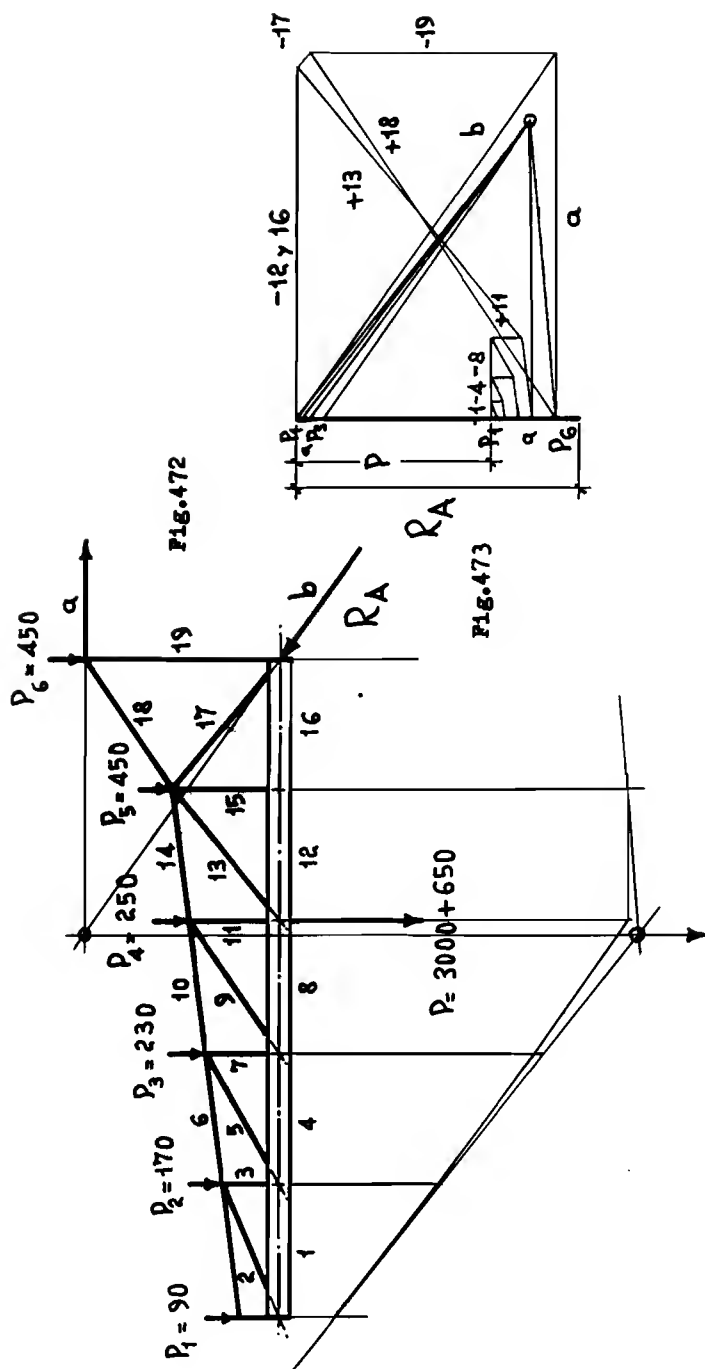


Fig. 467







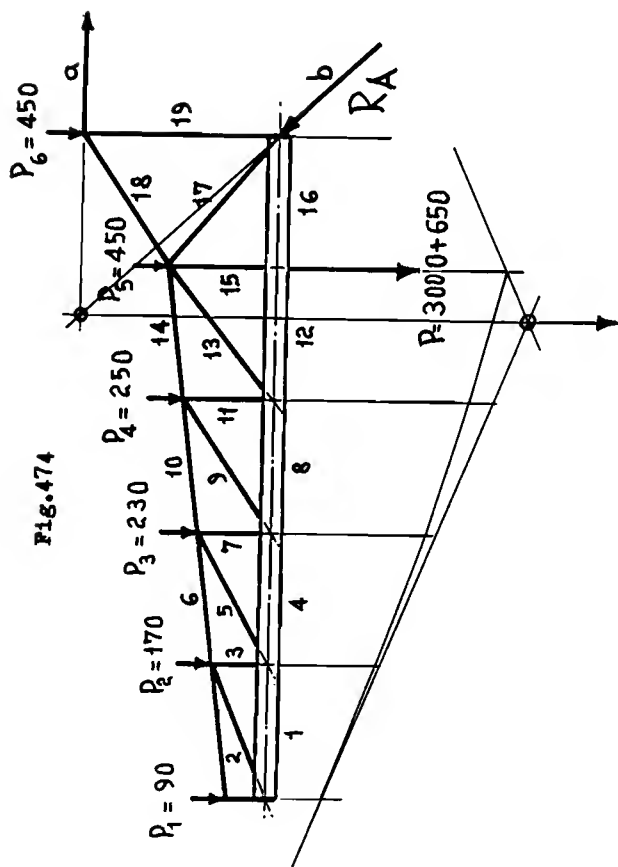
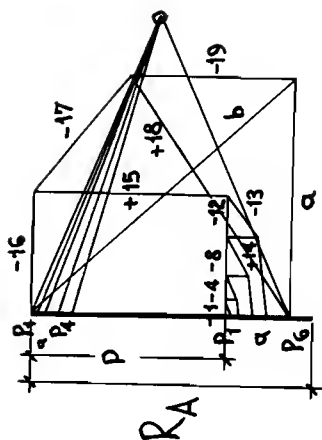


Fig. 475



Las figuras 476 y 477 muestran el esfuerzo a que están solicitadas las barras 17 y 18.

Fig.476

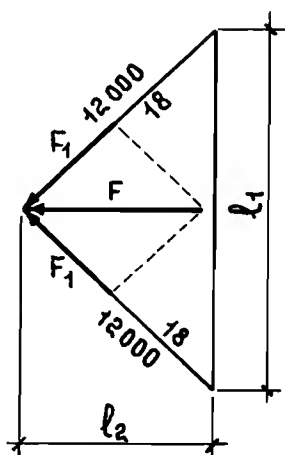
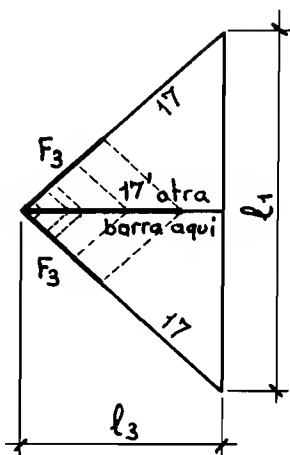


Fig.477



Las barras 17 trabajan a compresión o tracción, según en el nudo que esté el polipasto (como se dijo anteriormente).

El esfuerzo a que está sometida la barra 17' será igual al de la barra 13.

Por las figuras 478 y 479 se podrá obtener el esfuerzo a que están solicitadas las barras 20 y 21, por las barras 18 y 17 respectivamente (la barra 21 compresión o tracción, según en el nudo que esté el polipasto).

Fig.478

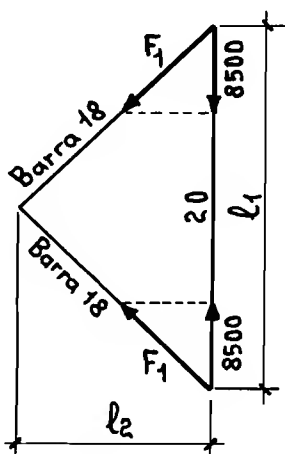
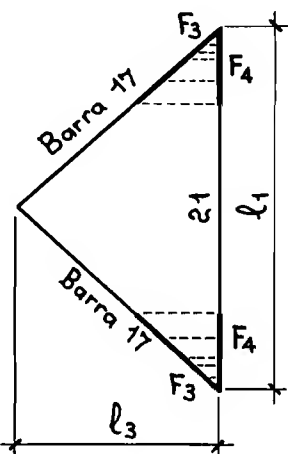


Fig.479



Esfuerzo de tracción a que está solicitada la barra 21, por el empuje de la barra 12-16 (ver figura 480).

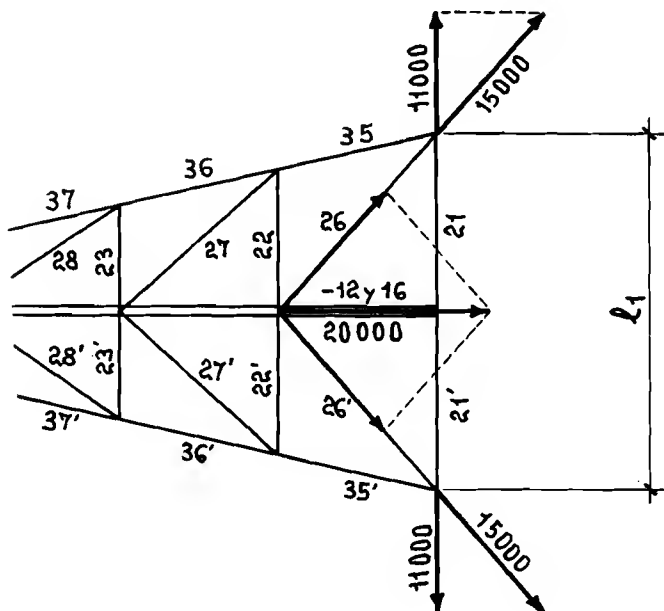


Fig.480

Frenado de la grúa

Las figuras 481 a 490 muestran el esfuerzo a que están solicitadas, las barras de la celosía horizontal de frenado, estando el polipasto en cada uno de los nudos. Las fuerzas P a P_6 después de dividirlos por 14 y 7, se les ha aumentado algo, ya que salían muy pequeñas.

Esfuerzo de tracción a que está solicitada la barra 21, por el empuje de la barra 12-16 (ver figura 480).

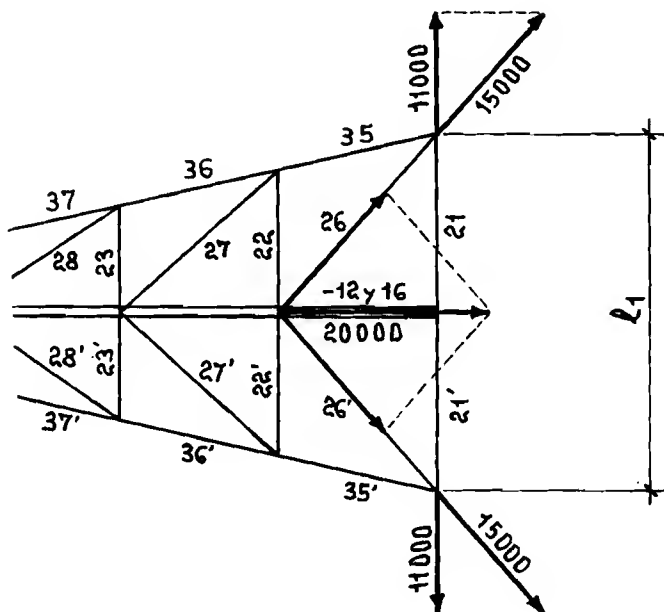


Fig.480

Frenado de la grúa

Las figuras 481 a 490 muestran el esfuerzo a que están solicitadas, las barras de la celosía horizontal de frenado, estando el polipasto en cada uno de los nudos. Las fuerzas P a P_6 después de dividir las por 14 y 7, se les ha aumentado algo, ya que salían muy pequeñas.

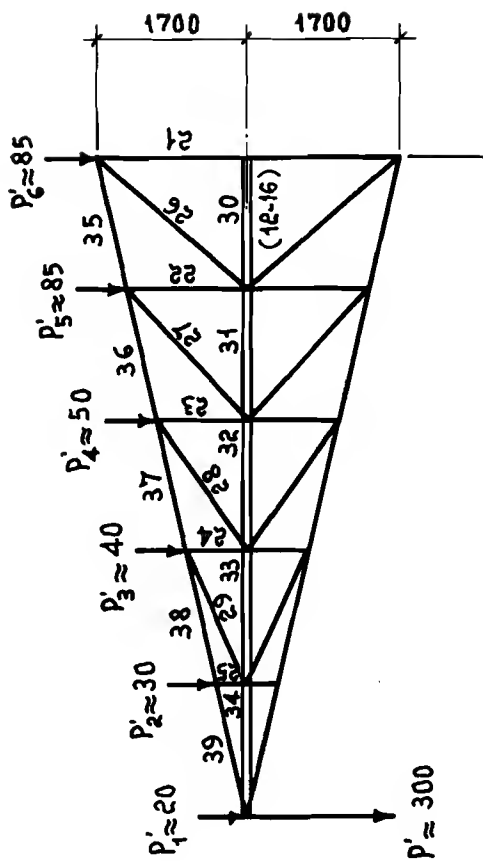


Fig. 481

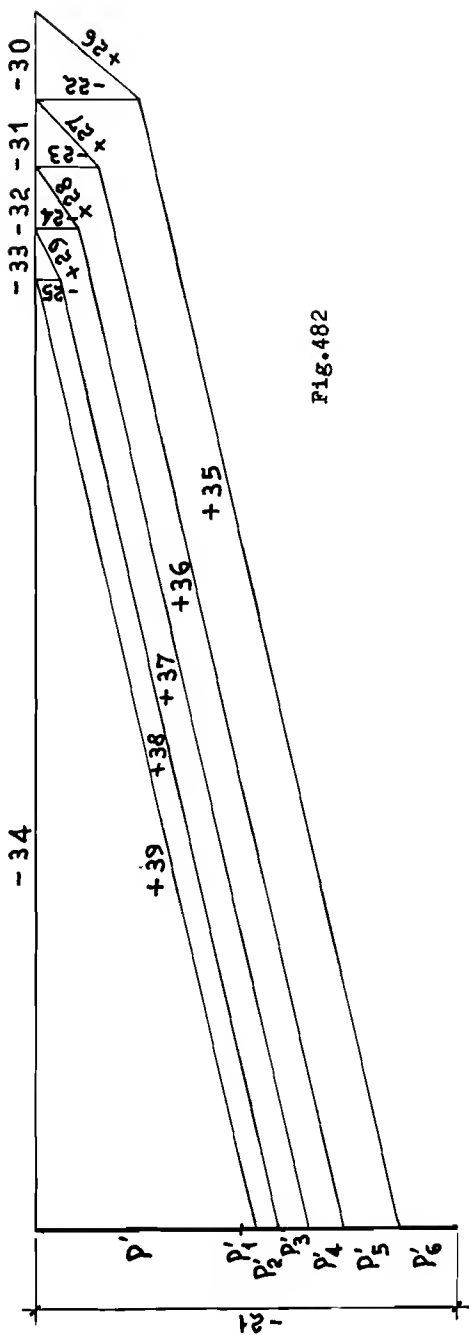


Fig. 482

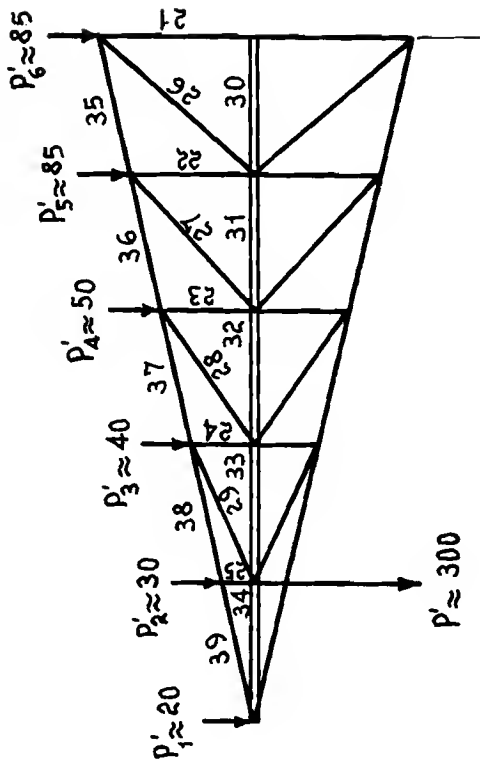


Fig. 483

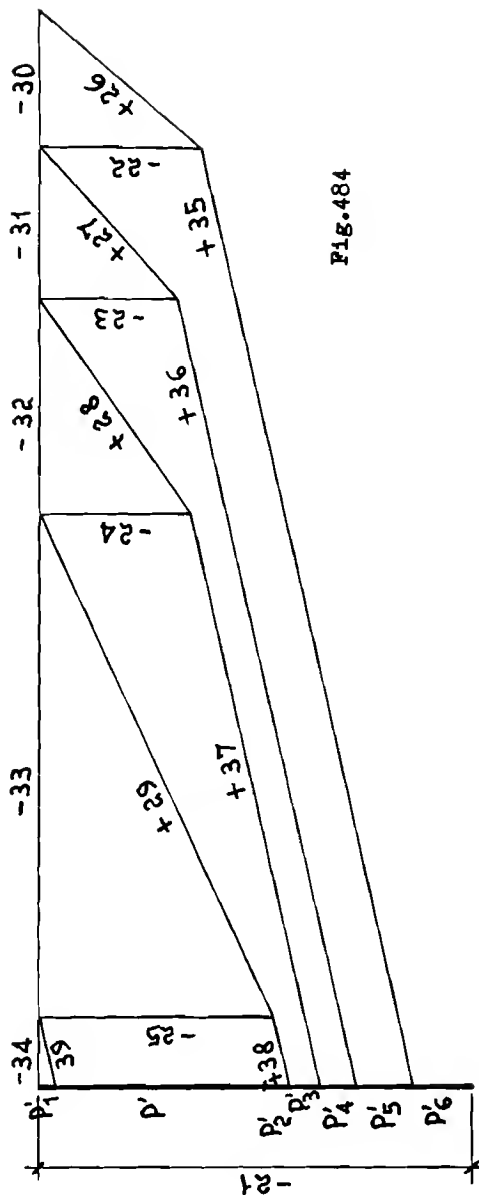
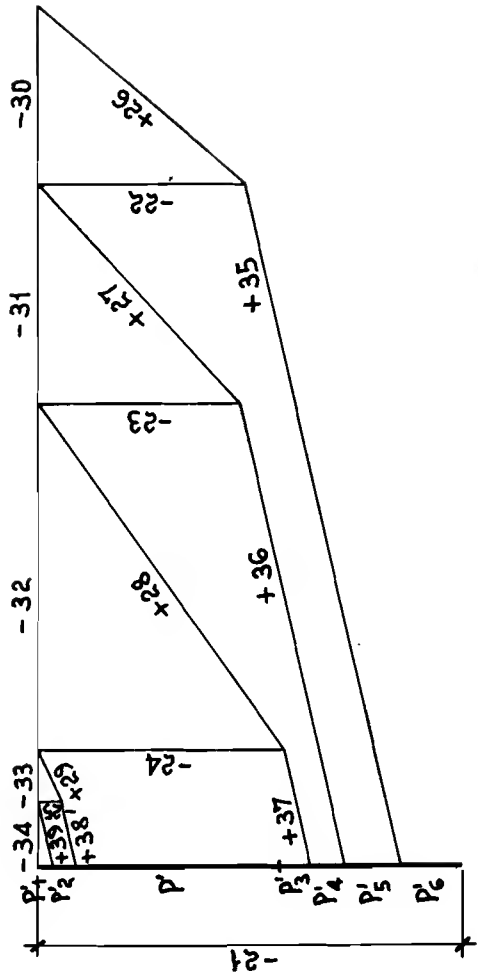
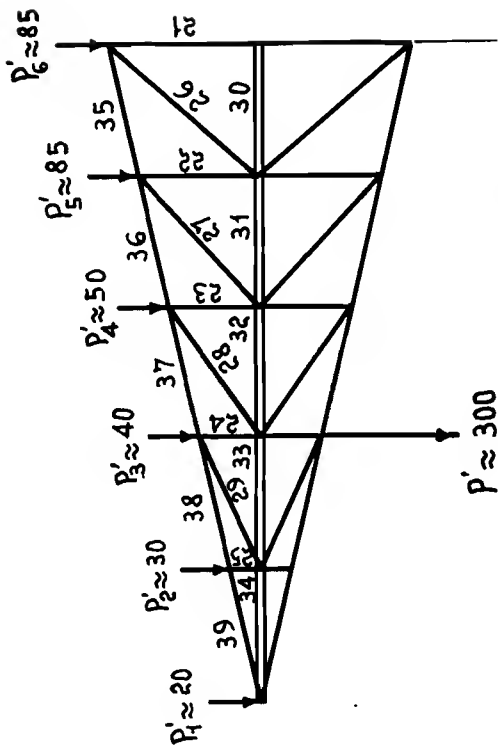


Fig. 484



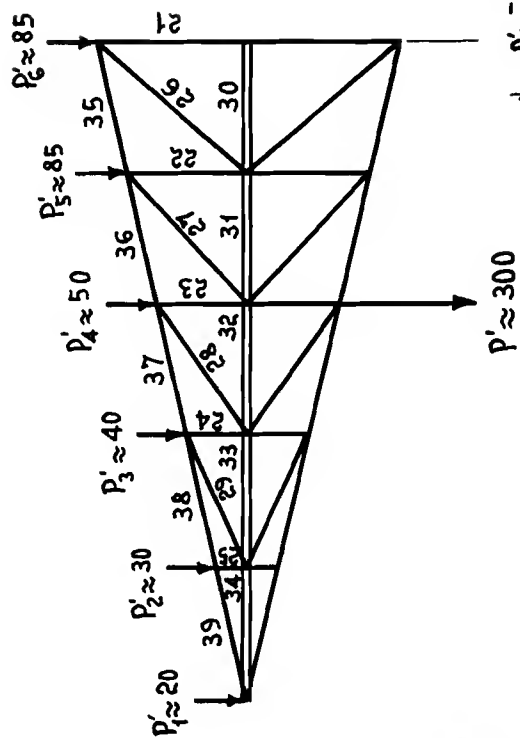


Fig. 487

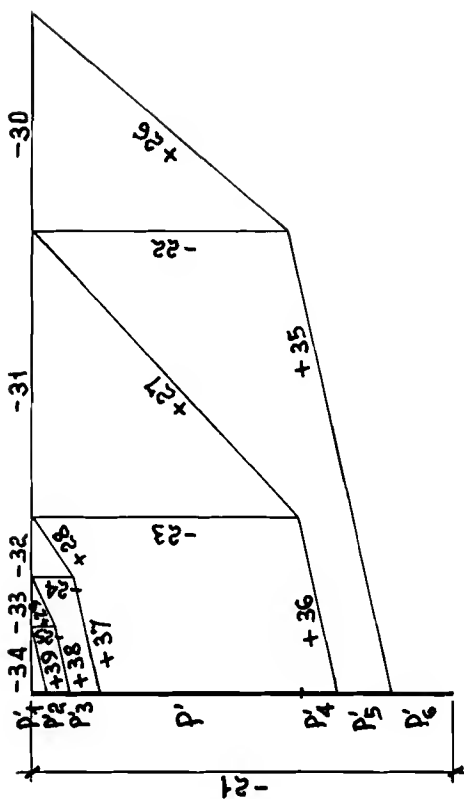


Fig. 488

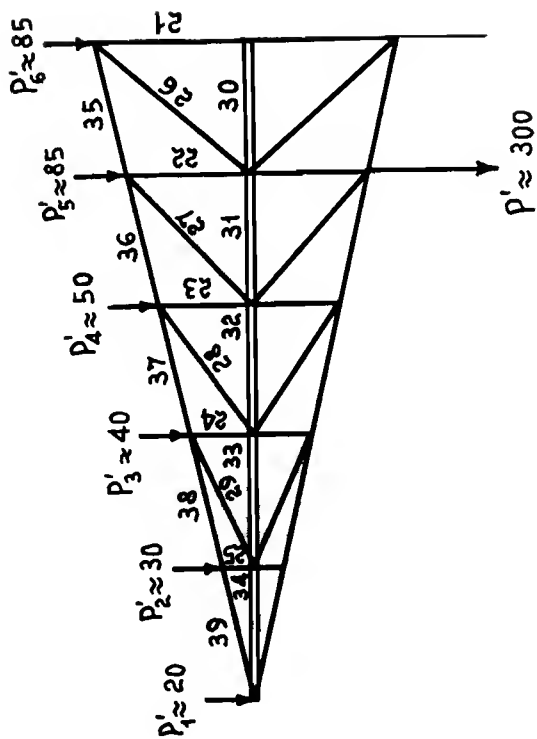


Fig. 489

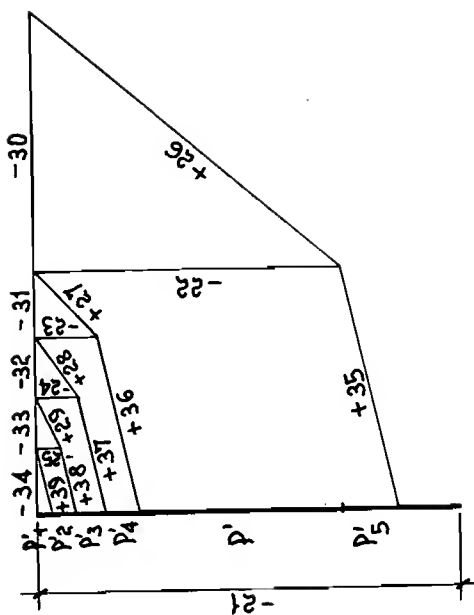


Fig. 490

Cálculo de las barras

Con todos los diagramas de fuerzas que se han hecho hasta aquí, y con la longitud de cada barra, podemos calcular los perfiles adecuados. Las tablas de las páginas 209 a 222, podrán servir de ayuda para el cálculo de los perfiles.

Debido a que aquí se han hecho los diagramas con el peso propio y el móvil juntamente, utilizaremos para los dos el coeficiente de compensación.

Todos los valores se colocarán en el cuadro N° 8. Para abreviar se pondrá en el cuadro, solo el esfuerzo de la barra que sea más desfavorable, indicando en el nudo que está el polipasto para que salga este valor, o la figura donde está el diagrama de fuerzas.

Los ángulos se escogerán de los espesores más normalmente usados, y el mínimo será de $\angle 35 \cdot 35 \cdot 4$. Las barras 21-20 y 19 llevarán en los sitios determinados, las ruedas de rodadura. Para ello, aunque por el cálculo salgan perfiles menores, se pondrán unas U.P.N. adecuadas a las ruedas que se proyecten.

La barra 6-10-14 se prolongará con el mismo perfil, hacia donde está la fuerza P_1 .

Cálculo de la barra 1-16 o carril

Esta barra está sometida a flexión también, como se indica en el cuadro N° 8. Para la flexión la pondremos como una viga continua de 5 vanos, y carga móvil (página 46).

Los momentos flectores máximos, verticales y horizontales serán (se supone la carga en el centro del polipasto) :

$$M_{f_x} = 0,409 \cdot P/2 \cdot 1,4 \cdot 1 = 0,409 \cdot 3650/2 \cdot 1,4 \cdot 150 = 156749 \text{ Kg cm}$$

$$M_{f_y} = 0,409 \cdot P/2 \cdot 1,4 \cdot 1 = 0,409 \cdot 300/2 \cdot 1,4 \cdot 150 = 12882 \text{ Kg cm}$$

Escogeremos la I.P.N. 24 que tiene un radio de giro mínimo de $i = 2,2$, unos momentos resistentes de $R_x = 354 \text{ cm}^3$ - $R_y = 41,7 \text{ cm}^3$, y una sección de $46,1 \text{ cm}^2$.

Barra 12 (compresión)

$$\lambda = \frac{1}{i_y} = \frac{150}{2,2} = 68 \quad ; \quad \omega = 1,39 \quad ; \quad T_c = \frac{30478 \cdot 1,39}{46,1} = 918 \text{ Kg/cm}^2$$

Barra 1 (compresión y flexión)

$$\lambda = \frac{1}{i_y} = \frac{150}{2,2} = 68 \quad ; \quad \omega = 1,39 \quad ; \quad T_c = \frac{12600 \cdot 1,39}{46,1} = 379 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_{f_x} = \frac{156749}{354} = 442 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad T_{f_y} = \frac{12882}{41,7} = 308 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión total} = 379 + 442 + 308 = 1129 \text{ Kg/cm}^2$$

Cuadro 8

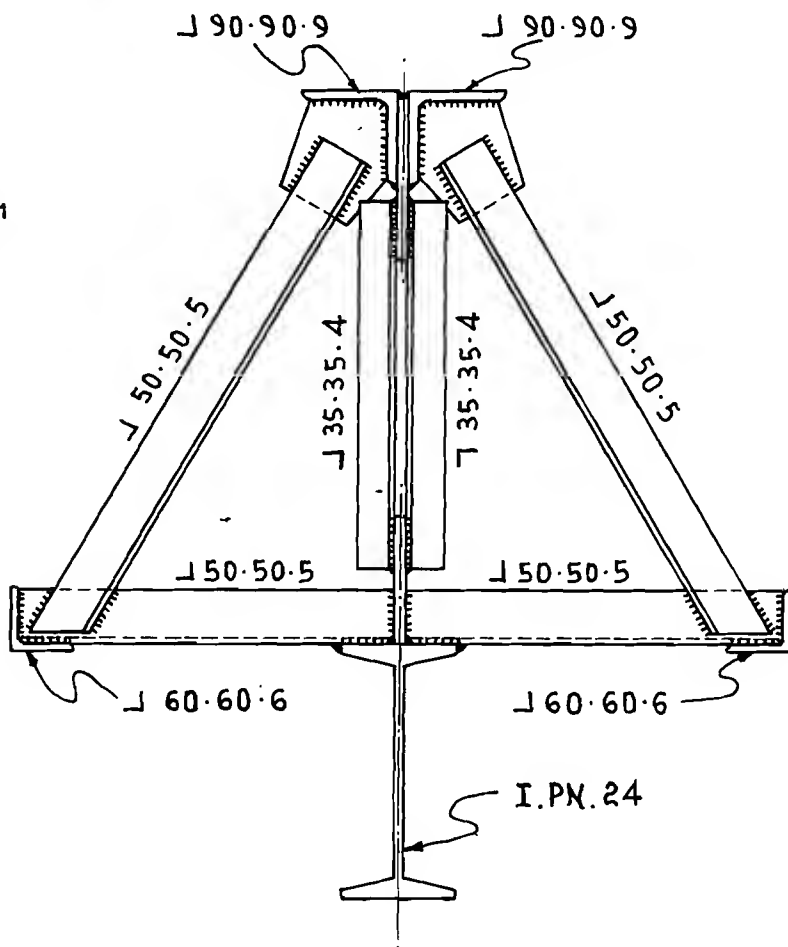
Barra Nº	Luz m.	Tensión	Nudo	Esfuerzo Kg	Esfuerzo · 1,4=Kg	Perfil
1	1,5	Compresión	P ₁	9000	12600	Falta flexión
2	1,4	Tracción	P ₁	9800	13720	J L 60-60-6
3	0,5	Compresión	P ₁	2750	3850	J L 35-35-4
5	1,5	Tracción	P ₂	7900	11060	J L 50-50-5
6	1,5	Tracción	P ₁	9100	12740	Como barra 14
7	0,7	Compresión	P ₂	3200	4480	J L 35-35-4
9	1,6	Tracción	P ₃	7300	10220	J L 50-50-5
10	1,5	Tracción	P ₁	13900	19460	Como barra 14
11	0,9	Compresión	P ₃	3550	4970	J L 40-40-4
12	1,5	Compresión	P ₁	20000		
		Compresión	Fig.481	1770	30478	ver cálculo
13	1,7	Tracción	P ₄	6600	9240	J L 50-50-5
14	1,5	Tracción	P ₁	17400	24360	J L 70-70-7
15	1,1	Tracción	P ₅	3650	5110	J L 45-45-5
17	2,6	Compresión	P ₁	1900	2660	J L 50-50-5
			Fig.477			
17'	1,7	Tracción	P ₆	6600	9240	J L 50-50-5
			Fig.477			
18	2,5	Tracción	P ₁	12000	16800	J L 60-60-6
			Fig.476			
≈19	2,1	Compresión	P ₁	9600		
				+ 450	14070	J L 80-80-8
20	1,7	Compresión	P ₁	8500	11900	J L 70-70-7
			Fig.478			
21	1,7	Tracción	Fig.479	3600		
		Tracción	Fig.480	11000	20440	J L 70-70-7
22	1,4	Compresión	P ₅	450	630	J 40-40-4
23	1	Compresión	P ₄	390	546	J 35-35-4
24	0,7	Compresión	P ₃	360	504	J 35-35-4
25	0,4	Compresión	P ₂	330	462	J 35-35-4
26	2,3	Compresión	Fig.480	15000	21000	J L 90-90-9
27	2,0	Tracción	P ₄	570	798	J 35-35-4
28	1,8	Tracción	P ₃	620	868	J 35-35-4
29	1,6	Tracción	P ₂	780	1092	J 35-35-4
35	1,5	Tracción	P ₁	1690	2366	J 40-40-4

Como se ve, la tensión de trabajo es admisible. Las barras "a" de sujeción del entramado horizontal de frenado (ver figura 449), las barras 6-10-14, y las del entramado horizontal, están sometidas a una torsión, al frenar la grúa. Por este motivo habrá que superdimensionarlas, para que puedan absorber este esfuerzo. En este caso, aumentaremos dos perfiles mayores, a cada una de las barras mencionadas (menos a la barra 26).

Disposición de los perfiles

Hay muchas formas de disponer los perfiles en las grúas ménsula, dependiendo en gran parte, del perfil que se tenga que poner, por la capacidad de elevación. Por la figura 491 se podrá ver la disposición de los perfiles, de la grúa ménsula proyectada, por la sección P₂.

Fig.491



18 PLUMAS DE ELEVACION

I N T R O D U C C I O N

Las plumas de elevación son unos soportes, que sirven para elevar durante el montaje diferentes tipos de cargas. Estas cargas serán según el tipo de obra, vigas armadas, cerchas, jacenas, etc (ver figura 492).

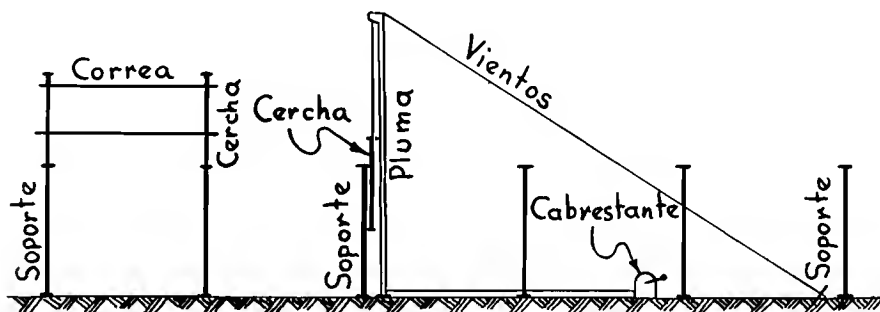


Fig.492

Hay muchos tipos de plumas de elevación, aquí se calcularán unas sencillas del tipo normal, que servirán de guía para el cálculo de las otras, con cargas de elevación mayores o menores, y de diferentes alturas.

Las plumas de elevación van unidas a unos elementos auxiliares - imprescindibles, con los cuales se lleva a cabo la elevación de las cargas.

Dichos elementos auxiliares son ; los cables de elevación, las trócolas, los cabrestantes, y los vientos o cables de sujeción de la pluma. Por lo tanto, antes de empezar a exponer el calculo de la pluma, se deberá conocer cada uno de estos elementos auxiliares. Para ello los trataremos a continuación uno a uno.

CABLES DE ELEVACION

Los cables de elevación están hechos con un acero que tiene mucho carbono, lo cual les permite templearlos. Dicho alto contenido en carbono unido al temple, los hace muy resistentes a la tracción.

Los cables están compuestos normalmente por varios alambres, enroscados entre sí, lo cual los hace más flexibles. Dichos alambres llamados cordones, pueden estar tambien constituidos por varios alambres, y tambien pueden tener todo el cable un alma textil (ver figuras 493, - 494 y 495).

Según la constitución y la cantidad de los cordones, y de si tienen alma textil o no, los cables serán para una u otra aplicación.

A continuación se ponen tres tablas de cables, cada una para una aplicación diferente. En estas tablas se dan el diámetro comercial del cable, el peso por metro, la carga admisible teniendo en cuenta el coe-

ficiente de seguridad para cada aplicación, y el diámetro del alambre más grueso del cable. Este último servirá para calcular el diámetro mínimo de las poleas, por las cuales tenga que pasar el cable.

Cables para tornos y cabrestantes, compuesto de 6 cordones de 19 cables (1+9+9) y un alma textil (ver figura 493). Carga admisible teniendo en cuenta una carga de rotura de 180 Kg/mm², y un coeficiente de seguridad de 6.

T A B L A 44



Figura 493

Diámetro comercial mm	Peso Kg/ m	Carga adm. Kg	Alambre Ø mayor mm	Diámetro comercial mm	Peso Kg/ m	Carga adm. Kg	Alambre Ø mayor mm
5	0,089	240	0,45	17,5	1,119	3080	1,6
6	0,135	370	0,55	18	1,190	3270	1,7
6,5	0,167	460	0,60	18,5	1,280	3520	1,7
7,5	0,195	530	0,65	19	1,300	3570	1,75
8	0,241	660	0,75	19,5	1,447	3980	1,80
8,5	0,280	770	0,80	20,5	1,494	4100	1,85
9,5	0,332	910	0,90	21	1,686	4500	2,00
10	0,366	1000	0,95	21,5	1,746	4800	2,00
10,5	0,422	1150	1,00	22	1,837	5000	2,10
11	0,439	1260	1,05	22,5	1,943	5300	2,10
12	0,520	1430	1,10	23,5	2,038	5600	2,20
12,5	0,568	1560	1,20	24	2,152	5900	2,20
13	0,636	1740	1,25	24,5	2,250	6100	2,30
13,5	0,682	1870	1,30	26,0	2,519	6900	2,40
14,5	0,757	2080	1,35	27,0	2,771	7600	2,60
15,5	0,887	2440	1,45	28,5	3,027	8300	2,70
16	0,972	2670	1,50	29,5	3,284	9000	2,80
16,5	1,036	2840	1,60				

Cables para grúas y polipastos, compuesto de 6 cordones de 37 cables y un alma textil (ver figura 494). Carga admisible teniendo en cuenta una carga de rotura de 180 Kg/mm², y un coeficiente de seguridad de 6.

T A B L A 45



Figura 494

Diámetro comercial mm	Peso Kg/ m	Carga adm. Kg	Alambre Ø mayor mm	Diámetro comercial mm	Peso Kg/ m	Carga adm. Kg	Alambre Ø mayor mm
4	0,064	160	0,20	22,5	1,783	4600	1,05
5	0,085	220	0,23	23,5	1,957	5100	1,10
5,5	0,109	280	0,26	25	2,139	5500	1,15
6	0,126	330	0,28	26	2,329	6100	1,20
6,5	0,146	380	0,30	27	2,527	6600	1,25
7,5	0,187	490	0,34	28	2,733	7100	1,30
8	0,221	580	0,37	29	2,947	7700	1,35
8,5	0,258	670	0,40	30	3,170	8300	1,40
9,5	0,327	860	0,45	31,5	3,400	8900	1,45
10,5	0,404	1050	0,50	32,5	3,639	9500	1,50
12	0,490	1250	0,55	34,5	4,140	10800	1,60
13	0,582	1500	0,60	36,5	4,674	12200	1,70
14	0,683	1700	0,65	39	5,240	13700	1,80
15	0,792	2000	0,70	41	5,838	15200	1,90
16	0,909	2300	0,75	43	6,469	16900	2,00
17	1,035	2700	0,80	45,5	7,132	18700	2,10
18,5	1,168	3000	0,85	47,5	7,829	20500	2,20
19,5	1,310	3400	0,90	49,5	8,555	22400	2,30
20,5	1,460	3800	0,95	52	9,316	24400	2,40
21,5	1,617	4200	1,00	54	10,10	26400	2,50

Cables para vientos y riostras, compuesto por 1 cordón de 7 cables y sin alma textil (ver figura 495). Carga admisible teniendo en cuenta una carga de rotura de 160 Kg/mm², y un coeficiente de seguridad de 5.

T A B L A 46



Figura 495

Diámetro comercial mm	Peso Kg/ m	Carga adm. Kg	Alambre Ø mayor mm	Diámetro comercial mm	Peso Kg/ m	Carga adm. Kg	Alambre Ø mayor mm
4	0,079	290	1,35	8	0,318	1190	2,70
4,5	0,098	360	1,50	8,5	0,367	1370	2,90
5	0,126	470	1,70	9	0,393	1470	3,00
5,5	0,158	590	1,90	9,5	0,447	1660	3,20
6	0,175	650	2,00	10,5	0,535	2000	3,50
6,5	0,211	790	2,20	11	0,566	2120	3,60
7	0,252	940	2,40	11,5	0,631	2360	3,80
7,5	0,273	1020	2,50	12	0,699	2600	4,00

T R O C O L A S

Las trócolas, son unos útiles que sirven para la elevación de - cargas, por medio de cables o cuerdas. Las figuras 496, 497 y 498 mues-

Fig.496

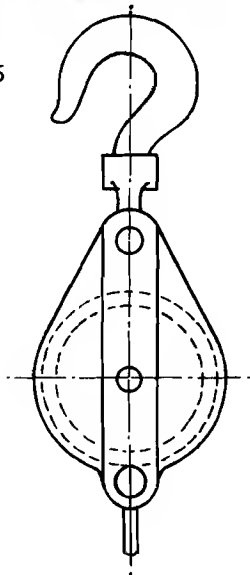


Fig.497

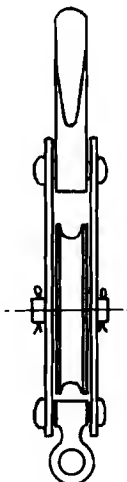
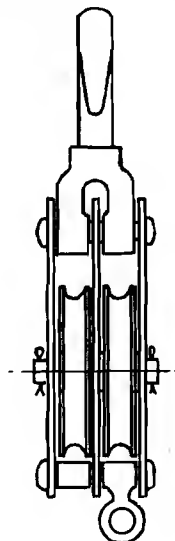


Fig.498



tran dos tipos de trócolas, para un cable una, y otra para dos (hay tam-
bien para más cables). La misión de estos útiles es el conseguir reba-
jar el esfuerzo de elevación, de las cargas.

Si ponemos una trócola para un cable, sujeta a la parte de arri-
ba de una pluma, y pretendemos elevar una carga "P", necesitaremos un -
peso P_1 igual a "P" para establecer el equilibrio. Luego una vez esta-
blecido este equilibrio, fácilmente podremos elevar dicha carga (ver -
figura 499).

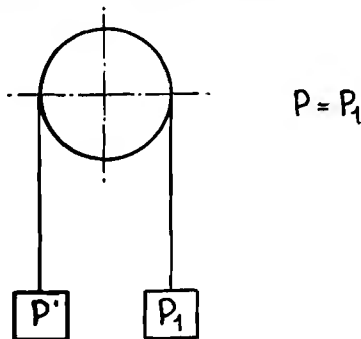


Fig.499

Con esto queda demostrado que para elevar una carga "P" con una-
trócola fija (que no se desliza de su sitio al elevar la carga), hay -
que tirar por el otro lado del cable con una fuerza igual al peso de la
carga a elevar (un poco mayor naturalmente, para romper el equili-
brio, y por el rozamiento).

Las trócolas se utilizan normalmente una arriba y otra abajo, con
siguiéndose entonces una reducción de la fuerza para elevar las cargas
(ver figuras 500 y 501). La trócola de arriba es la fija y la de abaja-
la móvil (ya que se desliza al elevarse la carga).

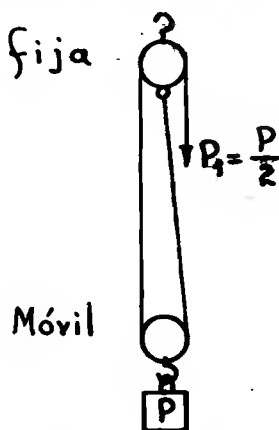


Fig.500

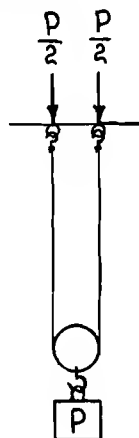


Fig.501

La mencionada figura 500, muestra un aparejo de dos trócolas de
una roldana o rueda cada una (por lo tanto para un cable). Con dicho --
aparejo se obtendrá la reducción de la mitad de la carga a elevar. Lo -
cual se puede comprender muy bien viendo la figura 501, en la que la -

carga P cuelga de dos cuerdas. Aquí por lo tanto, cada cuerda tendrá que resistir la mitad de P. Esto mismo ocurre en el aparejo de la figura - 500, con lo que queda demostrado que el tiro que hay que hacer en el cable para elevar la carga, es igual a la mitad de P.

Para reducir aun más la fuerza para elevar las cargas, se utilizarán trócolas de dos o más roldanas. La raducción que se obtiene entonces, viene dada por la fórmula siguiente :

$$P_1 = \frac{P}{2 \cdot \text{número de roldanas de la trócola móvil puesta}}$$

Para saber que diámetro mínimo deberán tener las roldanas de la trócola, se fijará antes la reducción que se quiere obtener (según sea la carga, mayor o menor), y el tipo de cable (para cabrestantes, para grúas, etc). Una vez conozcamos esto, podemos sacar el diámetro nominal del cable, y el diámetro del alambre más grueso del cable (por las tablas).

A continuación damos el coeficiente por el cual hay que multiplicar, el diámetro "d" del alambre más grueso del cable, para obtener el diámetro "D" mínimo de la roldana.

$$D = 300 \cdot d_a$$

C A B R E S T A N T E S

Los cabrestantes son unos mecanismos movidos a mano o eléctricamente, con los cuales se hace el esfuerzo necesario a la vez que se recoge el cable, para elevar o desplazar cargas. En la figura 502 se podrá ver como es este tipo de mecanismo.

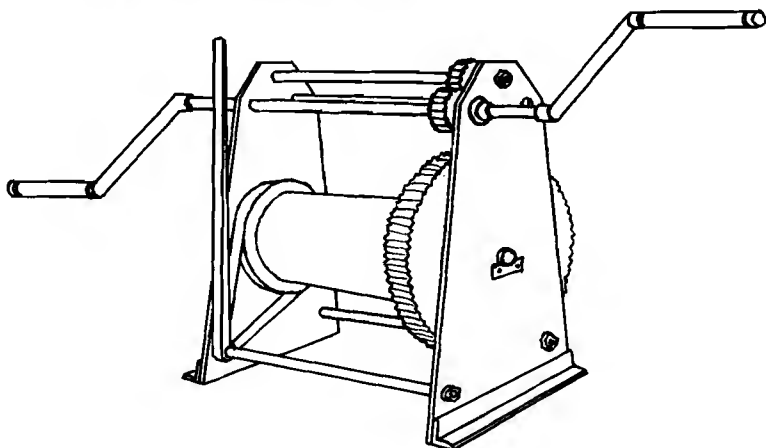


Fig.502

Según la potencia que tenga el cabrestante, así serán sus dimensiones y el diámetro del tambor donde se enrolla el cable. Las casas fabricantes de estos mecanismos, dan en sus catálogos los datos para poder elegir el adecuado, para el caso que se necesite.

En los cabrestantes movidos a mano, se pondrán dos operarios, uno a cada lado, para efectuar la operación de elevar o desplazar cargas. El esfuerzo hecho por los dos operarios sobre las palancas, es aumentado a una relación determinada, por medio de las ruedas dentadas pequeñas y de la grande del tambor. Estos aparatos, se utilizan para cargas de 500 Kg en adelante.

VIENTOS

Se llaman vientos, a los cables que sujetan a las plumas, en su parte superior. Estos cables como no tienen que enrollarse en ningún tambor, o pasar por poleas, están constituidos normalmente por alambres más gruesos que los otros cables, y no tienen alma textil.

En una pluma normalmente se sujetan a su parte superior, tres o más vientos. Estos cables se calcularán, teniendo en cuenta el empuje horizontal que hay en la cabeza de la pluma, y el ángulo que tienen respecto a la horizontal del piso. Como por motivo de hacer un mal asiento a la base de la pluma, el empuje de la cabeza de ésta se puede cargar total o casi totalmente sobre un cable, cada cable se deberá calcular suponiendo que aguenta el solo dicho empuje.

Con respecto a la carga de rotura de los cables, según la aplicación de cada uno de ellos, habrá que darle el coeficiente de seguridad adecuado. Las cargas de trabajo que se han dado a las tres tablas de cables que se adjuntan, están referidas a los siguientes coeficientes de seguridad.

Cables para grúas y polipastos del grupo I, II y III (ver pág. 250) = 6

Cables para vientos y riostras con alambre galvanizado = 5

Cables para tornos y cabrestantes con alambre galvanizado = 6

La figura 503 muestra una pluma, con su carga máxima de tiro en la parte superior o cabeza. El pico de pato de la cabeza se ha exagerado, para que se vea más claramente la descomposición de la fuerza de tiro, en la horizontal. Como se ve, la fuerza P_h es la que horizontalmente trata de vencer a la pluma, y la que habrá que contrarrestar con los vientos.

Puesta la fuerza P_h en el punto de aplicación del cable, y descomponiéndola en otra de la inclinación de éste, nos dará la fuerza P_v . De esta manera queda calculado el esfuerzo a que está sometido el cable o viento (ver figura 504).

Análiticamente se pueden calcular también estos valores, dando el mismo resultado. Para la fuerza P_h se efectuará la siguiente operación (ver figura 505) :

$$P_h = \frac{P \cdot l}{H}$$

Fig.503

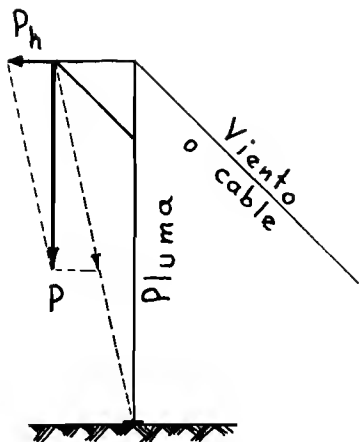
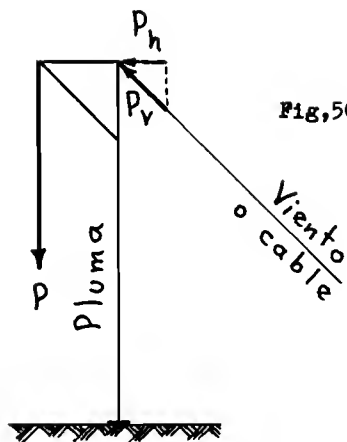


Fig.504



Para la fuerza P_v se multiplicará P_h por el coeficiente de la tabla 47, según la inclinación del viento (ángulo α de la figura 505).

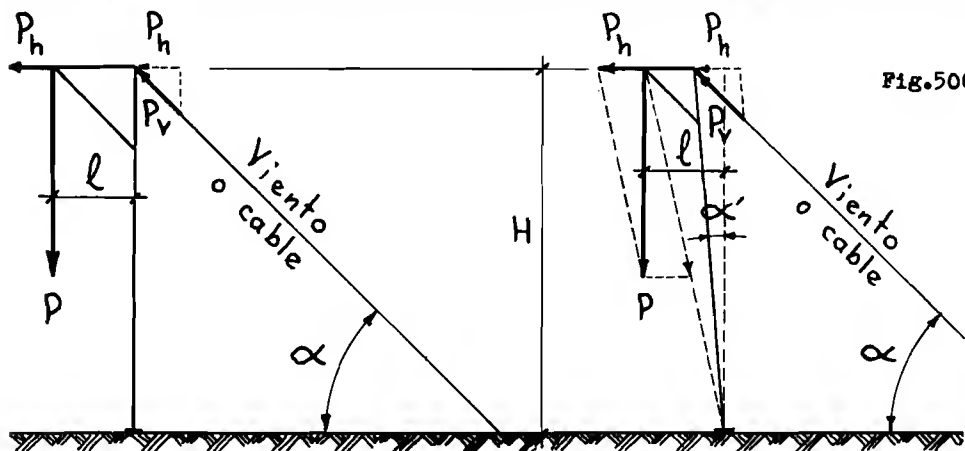


Fig.506

Fig.505

Tabla 47

Angulo α°	Coeficiente
60	2,00
55	1,74
50	1,55
45	1,41
40	1,30
35	1,22
30	1,15
25	1,10

Normalmente, a la pluma se le dá una pequeña inclinación, para - que cuando no se esté elevando la carga queden tensados los vientos (tam- bién para que haya más separación de la carga que se eleva, a la pluma), y no se venza la pluma hacia el otro lado (si es posible se pondrán tam- bién cables hacia el otro lado para evitar esto último). En la figura - 506 se ve una pluma inclinada. La fuerza horizontal P_h , se calculará -- igual que en las plumas no inclinadas, es decir $P_h = P \cdot l/H$. La fuerza P_v en este caso es mayor, y para utilizar la tabla 47 habrá que sumar- $\alpha + \alpha'$.

PLUMAS DE ELEVACION

Una vez conocidos los elementos auxiliares, que intervienen en - las plumas de elevación, podemos indicar como se calculan estas.

La pluma está sometida a compresión (que dado su longitud origi- na pandeo), y a flexión por el pico de pato de la cabeza.

La fuerza de compresión de la pluma, está originada por el peso- de la carga a elevar, por el tiro del cable de elevación, y por la pre- sión que origina el viento de la pluma, debido a su inclinación (ver - figura 507, $P_1 + P_2$).

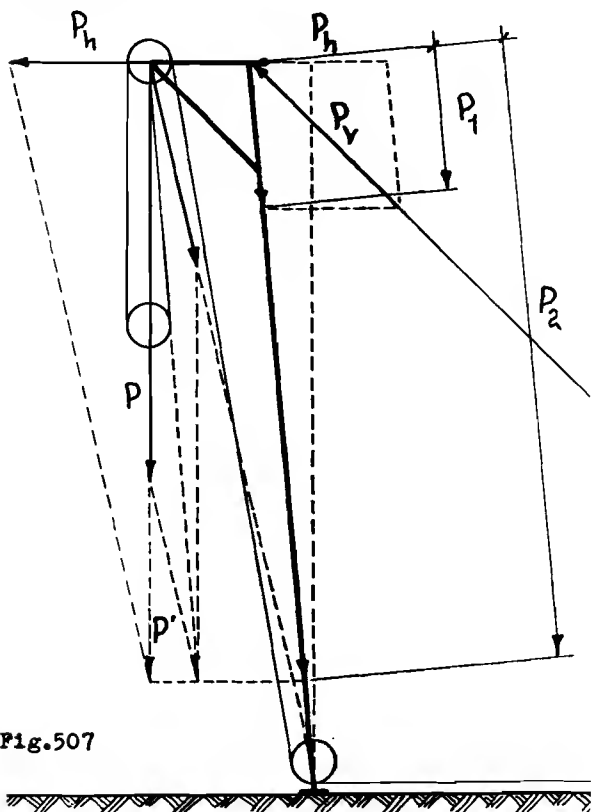


Fig.507

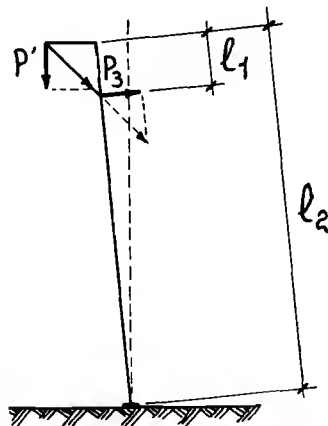


Fig.508

La flexión de la pluma en su parte superior, es debida a la carga P' , y al pico de pato o saliente que tiene. El momento que se origina aqui no es normalmente considerable, pero de todas formas se deberá calcular y tener en cuenta. La figura 508 indica cual es la fuerza que origina dicho momento (la fuerza P' está puesta con una escala menor que en las anteriores figuras).

Para el cálculo del momento flector se tomarán las normas que se dieron, en el capítulo primero, que será :

$$M_f = \frac{P \cdot (l_2 - l_1) \cdot l_1}{l_2}$$

192 Cálculo de una pluma de elevación

A continuación calcularemos una pluma para elevar una carga de 1500 Kg, que deberá tener una altura de 9 metros. Como tensión de trabajo se aceptarán 1400 Kg/cm², y como perfiles dos us normales.

Se utilizará un aparejo de trócolas de una roldana. Por lo tanto, el tiro del cable será :

$$\text{Tiro del cable} = \frac{1500}{2 \cdot 1} = 750 \text{ Kg}$$

Para poder poner unas trócolas y una polea en la parte de abajo de la pluma, con un diámetro pequeño, utilizaremos el cable de grúas de la tabla 45. El cable adecuado para resistir 750 Kg, vemos que es el de 9,5 mm, de diámetro comercial. En este cable el alambre de diámetro mayor es de 0,45 mm. Por lo tanto, el diámetro de las roldanas de las trócolas y el de la polea de abajo será :

$$300 \cdot 0,45 = 145 \text{ mm}$$

La inclinación que le daremos a la pluma será de 2,5°, y los vientos a 45°. Con todos estos datos podemos proceder a calcular gráficamente, la tensión de compresión de la pluma, y el esfuerzo de los vientos. Por la figura 509 se podrá ver que la compresión de la pluma es igual a $P_1 + P_2 = 170 + 2195 = 2365 \text{ Kg}$.

El momento flector en la cabeza, por el pico de pato será, sabiendo que $l_1 = 22 \text{ cm}$, $P' = 2195 \text{ Kg}$, y como P' incide a 45° y dado que tiene la pluma una inclinación de solo 2,5°, $P_3 \approx P'$ (ver figura 508):

$$M_f = \frac{P_3 \cdot (l_2 - l_1) \cdot l_1}{l_2} = \frac{2195 \cdot 878 \cdot 22}{900} = 47109 \text{ Kg cm}$$

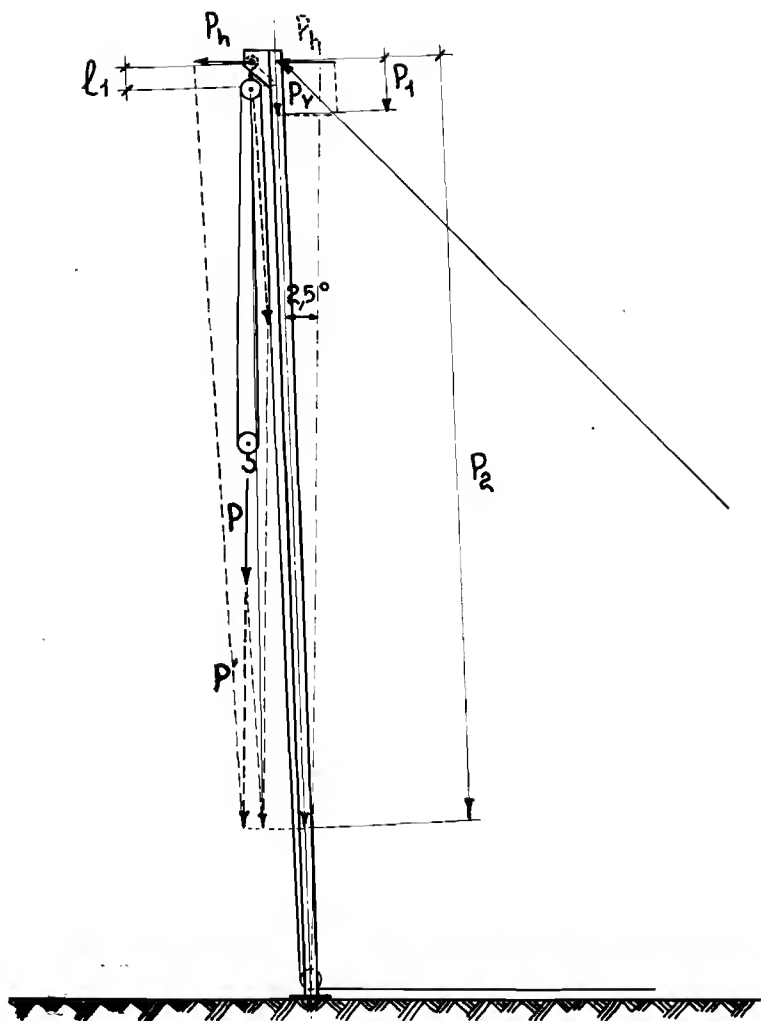


Fig.509

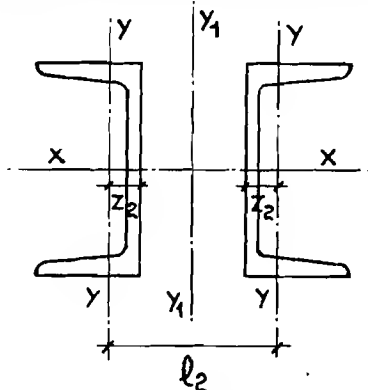
Supondremos dos U.PN.10 para la pluma, que tienen un radio de giro de $i_x = 3,91$, y una sección de 27 cm^2 . Su cálculo es semejante a un soporte con los extremos articulados, y será como a continuación se expone :

$$\lambda = \frac{L}{i_x} = \frac{900}{3,91} = 230 ; \omega = 8,93 \text{ ver página 226}$$

$$\text{Tensión de trabajo} = T_c = \frac{2365 \cdot 8,93}{27} = 782 \text{ Kg/cm}^2$$

Las dos *us* se podrán colocar con las almas hacia el centro, para poder colocar las poleas, del cable del cabrestante (ver figura 510).

Fig.510



Para saber la separación mínima " l_2 ", con la cual se consigue una resistencia igual del eje $x-x$ y el y_1-y_1 , tendremos que calcularla. La separación máxima de las presillas es de $50 \cdot i_y = 50 \cdot 1,47 = 73,5$ cm. Como tenemos una altura de la pluma de 900 cm, y descontando la parte de la cabeza y de la base, tendremos que poner las presillas a la separación siguiente :

$$\frac{900 - 45}{14 \text{ vanos}} \approx 61 \text{ cm}$$

La separación mínima se hallará utilizando la fórmula de la página 89, y será la siguiente :

$$l_2 = \sqrt{\frac{\left[\frac{900^2}{\left(\frac{900}{3,91}\right)^2} - \left(\frac{61}{1,47}\right)^2 \right] \cdot 13,5}{13,5}} - 29,3 \approx 7,2 \text{ cm}$$

Como la distancia z_2 es en este caso 1,55 cm, quedará la siguiente separación mínima :

$$l_2 - 2 \cdot z_2 = 7,2 - 2 \cdot 1,55 = 4,1 \text{ cm}$$

Como se ve, esta separación es adecuada para la separación que tiene que haber, puesto que hay que poner abajo la polea, por la cual pasa el cable del cabrestante.

La tensión de trabajo por la flexión, será conociendo que el momento resistente de las dos *us* es de 82,4 cm³ :

$$T_f = \frac{M_f}{R_x} = \frac{47109}{82,4} = 571 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión total será entonces igual a :

$$T_{to} = T_c + T_f = 782 + 571 = 1353 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la tensión de trabajo es admisible.

P r e s i l l a s

A continuación se calcularán las presillas, que se necesitan poner en la pluma. Para el cálculo de las presillas, se tomarán las fórmulas de la página 140. En la figuras 511 y 512, están indicadas las dimensiones, con las cuales haremos el cálculo.

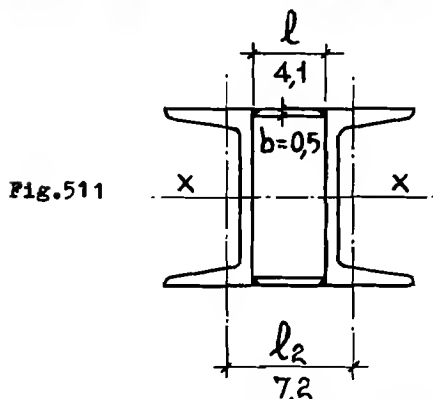


Fig. 511

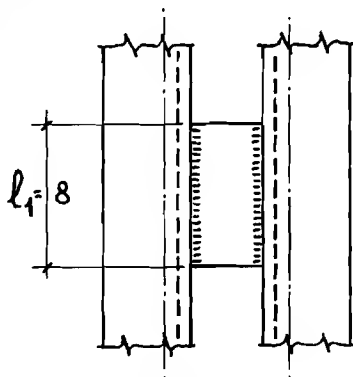


Fig. 512

Esfuerzo de empuje en la presilla

$$P_1 = \frac{\omega_x \cdot P}{80} = \frac{8,93 \cdot 2365}{80} = 263 \text{ Kg} ; \quad P_2 = \frac{P_1 \cdot l_1}{2 \cdot l_2} = \frac{263 \cdot 61}{2 \cdot 7,2} = 1114 \text{ Kg}$$

Momento flector de la presilla

$$M_f = P_2 \cdot \frac{l+a}{2} = 1114 \cdot \frac{4,1}{2} = 2283 \text{ Kg cm}$$

Momento resistente de la presilla

$$R_p = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,5 \cdot 8^2}{6} = 5,3 \text{ cm}^3$$

$$\text{Sección de la soldadura} = S_{\text{sol}} = 0,5 \cdot 8 = 4 \text{ cm}^2$$

El momento resistente de la soldadura será el mismo que el de la presilla, ya que va soldada a tope. Por lo tanto, será igual a 5,3 cm³.

Tensión de trabajo de la soldadura

$$T_{\text{sol}} = \sqrt{\left(\frac{M_f}{R_{\text{sol}}}\right)^2 + \left(\frac{P_2}{S_{\text{sol}}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{2283}{5,3}\right)^2 + \left(\frac{1114}{4}\right)^2} = 512 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión de trabajo es también aceptable, ya que en este caso - como la presilla está a tope, se podría llegar hasta $0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ Kg/cm}^2$. Por lo tanto, podríamos hacer todavía menor la presilla.

Parte superior de la pluma

Por las figuras 513 y 514, se podrá ver como se puede proyectar la cabeza de la pluma. Los redondos que se han puesto, son para poder sujetar en ellos los cables o vientos. Cuando se tenga pensado, enganchar el gancho de la trócola en el bulón de la parte superior, se tendrá que saber sus dimensiones, para poner la chapas que sujetan al bulón, a la separación adecuada. En este caso el gancho tiene 5 cm de espesor. Como se ve por la figura, se le han puesto unos refuerzos entre las alas de las us, para evitar el que se doblen.

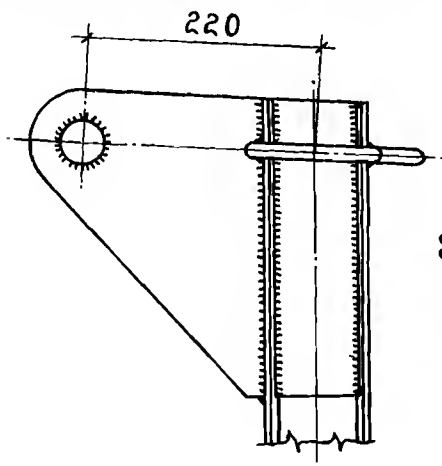


Fig. 513

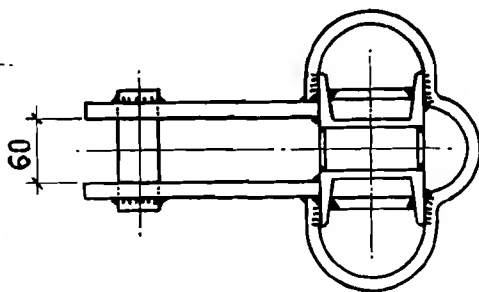


Fig. 514

La base de la pluma, se podrá proyectar como se indica en las figuras 515 y 516. Los agujeros que lleva la chapa de la base, son para meter unos redondos, y clavarlos en el suelo, con lo cual se sujeta la base de la pluma contra el desplazamiento horizontal.

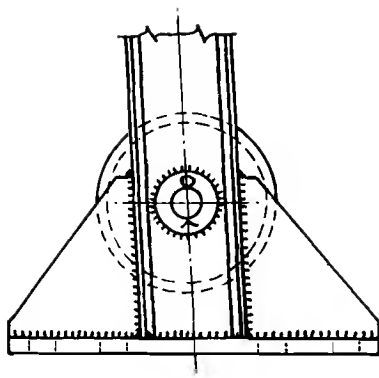


Fig. 515

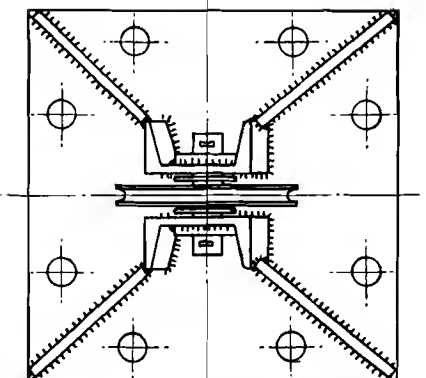


Fig. 516

2º Cálculo de una pluma de elevación

Seguidamente se calculará una pluma de celosía, para elevar una carga de 10000 Kg, y que tendrá una altura de 7 metros. Como tensión de trabajo se admitirán 1400 Kg/cm². La pluma tendrá una sección cuadrada de 500 · 500 mm, con un angular en cada vertice, y unidos estos por diagonales y montantes, igualmente de angulares.

Se utilizará un aparejo de trócolas, de dos roldanas. Por lo tanto, el tiro del cable será :

$$\text{Tiro del cable} = \frac{10000}{2 \cdot 2} = 2500 \text{ Kg}$$

Igual que en la otra pluma que se calculó, aquí utilizaremos también cable de grúas, para que el diámetro de las trócolas y la polea de abajo sea pequeño. Por la tabla 45 vemos que el cable adecuado para resistir los 2500 Kg, es el de 17 mm de diámetro comercial. Como en este cable el alambre más grueso es de 0,8 mm, el diámetro de las trócolas y la polea de abajo será :

$$300 \cdot 0,8 = 240 \text{ mm}$$

A esta pluma no se le dará inclinación, por lo tanto el pico de pato será mayor que en el otro ejemplo (1000 mm).

$$\text{Tiro del cable} = \frac{10000}{2 \cdot 2} = 2500 \text{ Kg}$$

Igual que en la otra pluma que se calculó, aquí utilizaremos también cable de grúas, para que el diámetro de las trócolas y la polea de abajo sea pequeño.

La medida l_1 deberá ser igual o menor de 50 veces el radio de giro mínimo, del perfil que se ponga.

El empuje P_3 perpendicular a la pluma, debido al pico de pato, se
rá gráficamente, como se indica en la figura 518.

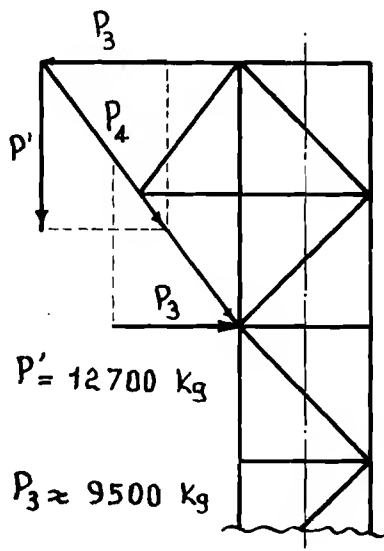
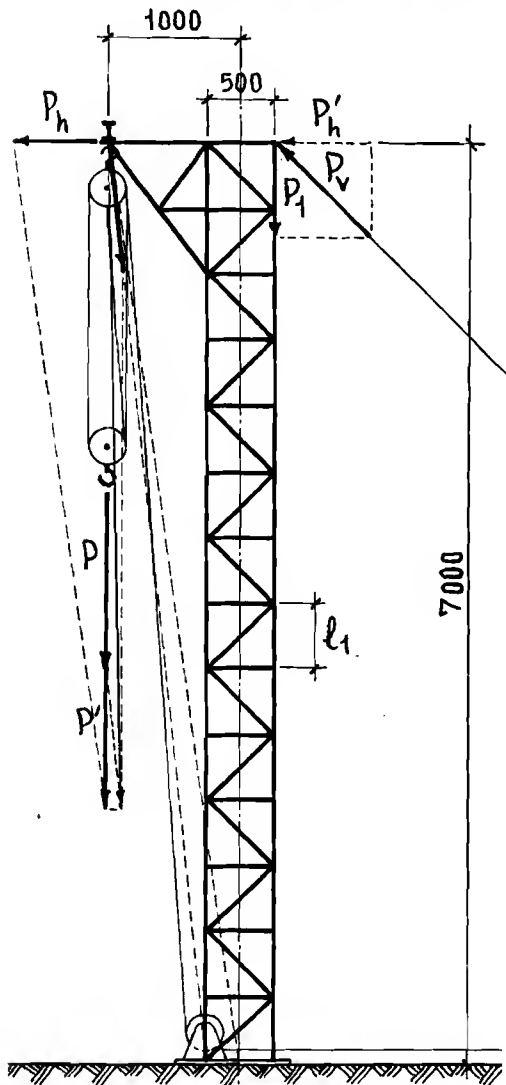


Fig. 518

Fig. 517

Para la fuerza P_3 haremos un CREMONA utilizando solo las diagonales y los angulares de los extremos (se dividirá P_3 por dos, ya que son dos celosías), y con las barras horizontales contrarrestaremos el empuje que hay por el pandeo. Las figuras 519 y 520 muestran el esfuerzo a que están solicitadas las barras, por la fuerza P_3 .

Fig.519

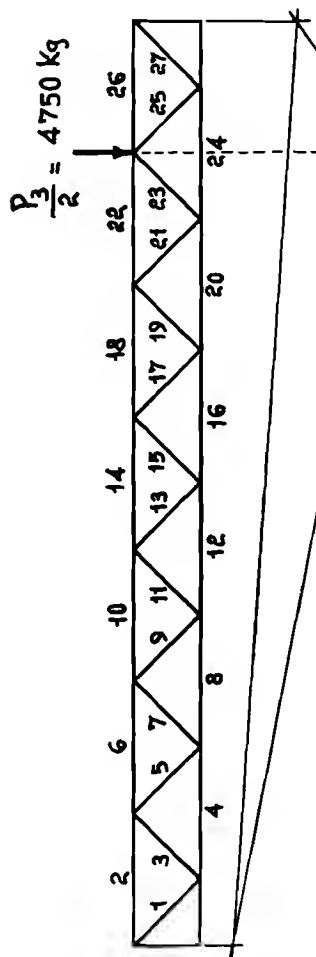
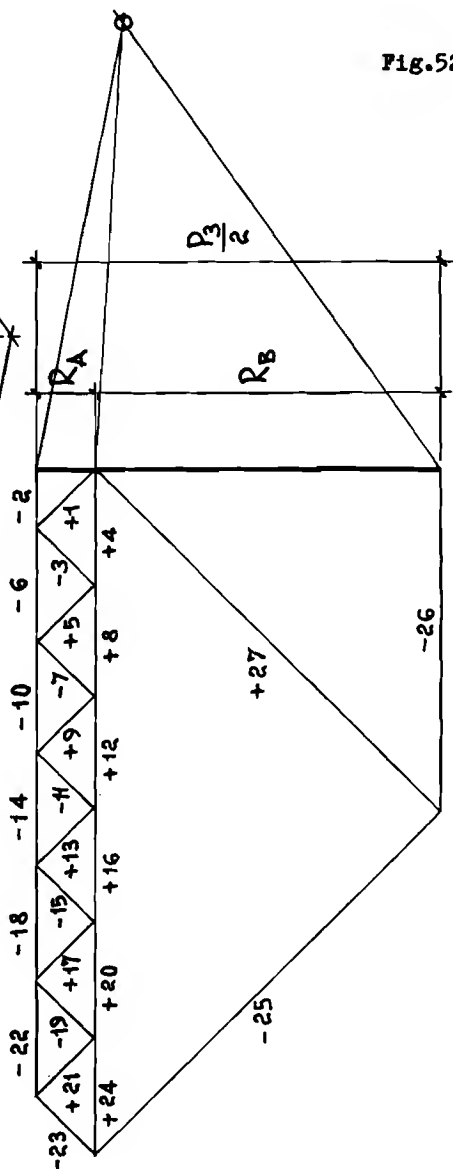
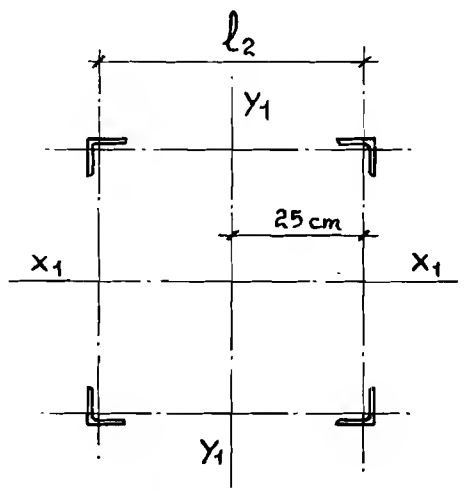


Fig.520



Ahora tendremos que calcular los esfuerzos de las barras, debidos a la compresión de las fuerzas P'_1 y P_1 . Como se dijo anteriormente la sección de la pluma es cuadrada, con un angular en cada vertice. Se tomará el angular de $70 \cdot 70 \cdot 7$ (ver figura 521).

Fig.521



Cálculo de las barras horizontales

Momento de inercia de los 4 angulares elegidos :

$$I_{y1} = 4 \cdot (42,4 + 9,4 \cdot 25^2) = 23669 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio de giro} = i_{y1} = \sqrt{\frac{23669}{4 \cdot 9,4}} = 25 ; \text{ Esbeltez} = \lambda_{y1} = \frac{700}{25} = 28 ; \omega_{y1} = 1,07$$

$$\text{Esfuerzo de la carga} = P'_1 = \frac{1,07 \cdot 14500}{80} = 193 \text{ Kg}$$

Esfuerzo de empuje en cada barra horizontal

$$P'_2 = \frac{P'_1 \cdot l_1}{2 \cdot l_2} = \frac{193 \cdot 50}{2 \cdot 50} = 96,5 \text{ Kg}$$

Momento flector, y momento resistente necesario del perfil

$$M_f = P_2 \cdot \frac{l_2}{2} = 96,5 \cdot \frac{50}{2} = 2412 \text{ Kg cm} ; R_x = \frac{2412}{1400} = 1,72 \text{ cm}^3$$

El angular adecuado en este caso, es el de $45 \cdot 45 \cdot 5$.

Cálculo de las diagonales

Las diagonales 1 - 3 - 5 - 7 - 9 - 11 - 13 - 15 - 17 - 19 - 21 y 23, tienen una longitud aproximada de 700 mm, y se pondrán todas por razones constructivas del mismo perfil. Las diagonales que están solicitadas a mayor esfuerzo, son a compresión, y midiendo a escala en el diagrama de fuerzas da 900 Kg.

Si miramos en la tabla de la página 213, veremos que ya el angular de 35 · 35 · 4 es suficiente, por lo tanto adaptaremos este perfil.

Para las diagonales 25 y 27, la 25 trabaja a compresión de 5700 Kg, y la 27 a 5700 Kg a tracción. Mirando en la tabla de la página 213, tenemos que para la barra 25 vale el angular de 55 · 55 · 6. Para la barra 27, en la página 210 podemos ver que el angular de 45 · 45 · 5 es el adecuado (como se vera más adelante, estas barras van reforzadas).

Perfiles de las esquinas de la pluma

Escogimos antes el angular de 70 · 70 · 7. La carga $P' + P_1 = 14500$ Kg se repartirá entre los cuatro angulares, dando la siguiente cantidad :

$$\frac{14500}{4} = 3625 \text{ Kg}$$

La compresión del diagrama de la figura 520 nos da 7400 Kg. Por lo tanto, tendremos una compresión total de :

$$3625 + 7400 = 11025 \text{ Kg}$$

Si miramos en la página 213, vemos que el angular que escogimos de ángulo de 70 · 70 · 7 es el adecuado.

El radio de giro mínimo de este angular es de 1,37 cm, por lo tanto la separación entre las barras horizontales, deberá ser igual o menor de $50 \cdot 1,37 = 68,5$ cm. Como la separación de l_1 es de 50 cm, esto es también admisible.

La carga vertical no deberá sobrepasar a la admisible, debido a la altura de la pluma. En este caso la carga admisible máxima sería (no teniendo en cuenta el momento por el pico de pato) :

$$P = \frac{T_{adm} \cdot S}{\omega_{y1}} = \frac{1400 \cdot 37,6}{1,07} = 49196 \text{ Kg, luego es admisible}$$

$$(49196 : 4 = 12299)$$

Barras del pico de pato

Con las barras del pico de pato, se seguirá el mismo procedimiento con las fuerzas P_3 y P_4 .

Re fuer zo

Para conseguir que la carga que cuelga de la punta del pico de-pato, se reparta proporcionalmente sobre los 4 angulares principales de la pluma, reforzaremos convenientemente la parte superior de ésta. Para ello pondremos otros angulares en los vanos superiores (ver las líneas-de trazo de la figura 522).

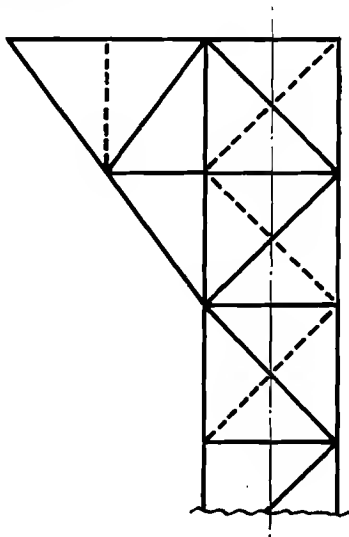


Fig.522

La barra 23 se pondrá para reforzarla, del mismo angular que la barra 25. Todas las barras de refuerzo serán del mismo perfil que la -- que está en su vano.

Cálculo de barras que no salgan en las tablas

Las barras que no salgan, por su dimensión o carga, en las tablas del libro, se calcularán como se ha hecho ya anteriormente, teniendo en cuenta la esbeltez de la misma.

Disposición y cálculo de las uniones de los perfiles

La disposición y cálculo de las uniones de los perfiles entre sí, ya ha sido enseñada en varios de los capítulos del libro. Por lo tanto, se tomará ejemplo de ello para su proyecto y cálculo.

Celosias laterales

La pluma tiene lateralmente otras dos celosias, a las que se les pondrá los mismos perfiles que a las celosias frontales.

B L I B L I O G R A F I A

VEREIN DEUTSCHE EISENHÜTTENLEUTE.- Stahl im Hochbau.- Stahleisen M.B. H.- Düsseldorf.

ACADEMIA HÜTTE.- Manual del ingeniero.- Editorial Gustavo Gilí, S.A.- Barcelona.

ERNST HELLMUT.- Die Hebezeuge.- Verlag Friedr. Vieweg und Sohn.- Braunschweig.

F. RODRIGUEZ AVIAL.- Construcciones metálicas.- Patronato de publicaciones de la Escuela Especial de Ingenieros Industriales.- Madrid.

H. DUBBEL.- Manual del constructor de máquinas.- Editorial Labor, S.A. Barcelona.

H. BUCHENAU.- Construcciones metálicas.- Editorial Labor, S.A.- Buenos Aires.

ALTOS HORNOS DE VIZCAYA, S.A.- Prontuario.- Bilbao.

AMERICAN WELDING SOCIETY.- Welding Handbook.- New York.

P. SCHIMPKE Y H.A. HORN.- Tratado general de soldadura.- Editorial Gustavo Gilí, S.A.- Barcelona.

TALLERES UNION, S.A.- Revista 25 aniversario.- Gijón.

J. FONT MAIMO.- Rendimientos y valoraciones de obra.- Editorial Dossat S.A.- Madrid.

LLOYD'S REGISTER OF SHIPPING.- Construcción de calderas y otros recipientes sometidos a presión y calidad, y pruebas de materiales.- London.

KLEINLOGEL.- Pórticos simples y marcos, Tomo I.- Editorial Labor, S.A. Barcelona.

OTROS LIBROS DEL MISMO AUTOR

EL PROYECTISTA DE ENGRANAJES Y MECANISMOS, contiene 364 dibujos, 60 tablas y 300 páginas, con un formato de 21,5 por 15,5 cm.

SOLDEO ELECTRICO MANUAL AL ARCO METALICO, contiene 368 dibujos, 42 tablas y 331 páginas, con un formato de 21,5 por 15,5 cm.